



**Escola Tècnica Superior d'Enginyers
de Camins, Canals i Ports de Barcelona**

UNIVERSITAT POLITÈCNICA DE CATALUNYA

PROJECTE O TESINA D'ESPECIALITAT

Títol

**Evaluación de la vida residual de los puentes ferroviarios
metálicos antiguos**

Autor/a

Matias Jimenez Carrión

Tutor/a

Enrique Mirambell Arrizabalaga / Laurence Davaine

Departament

Enginyeria de la Construcció

Intensificació

Estructuras Metálicas

Data

Octubre 2010

Résumé

Le parc d'ouvrages d'art du réseau ferroviaire français comporte aujourd'hui une part importante de ponts métalliques anciens (plus de 80 ans). Une gestion optimisée de ce patrimoine est nécessaire. Elle suppose de savoir évaluer de manière suffisamment précise, la durée de vie résiduelle d'un pont métallique existant, en tenant compte de son histoire (trafic supporté, matériau, réparation éventuelle, etc) et en raffinant les méthodes de calcul appliquées.

Mots-clés : Ponts métalliques, ferroviaire, assemblages rivetés, fatigue, rupture, évaluation de la durée de vie

Abstract

The amount of bridges from the French railway network contains today an important number of old steel bridges (more than 80 years old). An optimized management of this heritage is necessary. It supposes to know how to estimate in an enough precise way, the residual life of an existing steel bridge, by taking into account its history (supported traffic, material, possible maintenance works, etc.) and by refining the applied methods of calculation.

Keywords: Steel bridges, railway, fatigue; reliability assessment, brittle fracture, riveted connections

Table des matières

| | |
|---|-----------|
| RESUME..... | 3 |
| ABSTRACT | 5 |
| LISTE DES TABLEAUX | 9 |
| LISTE DES FIGURES..... | 11 |
| 1.INTRODUCTION | 13 |
| 1.1. ANTECEDENTS | 14 |
| 1.2. OBJET DE L'ETUDE | 15 |
| 1.3. CONTENU DU RAPPORT..... | 16 |
| 2.ÉTAT DE L'ART..... | 17 |
| 2.1. ÉTAT DES PONTS FERROVIAIRES FRANÇAIS | 17 |
| 2.2. PHENOMENE DE LA FATIGUE | 19 |
| 2.3. METHODE DE LA SNCF | 22 |
| 2.4. DOMMAGE, FISSURES ET PROPAGATION, RUPTURE FRAGILE | 28 |
| 3.MODELE APPLIQUÉ..... | 31 |
| 3.1. ANALYSE A LA FATIGUE SELON CONTRAINTES EQUIVALENTES. | 31 |
| 3.2. METHODE DE COMPTAGE DE CYCLES OU DOMMAGE AMELIORE | 35 |
| 4.APPLICATION DE LA MÉTHODE..... | 45 |
| 4.1. PONT DU FORT DE LA BRICHE..... | 45 |
| 4.2. MODELE..... | 56 |
| 4.3. DETAIL..... | 58 |
| 5.ÉTUDE DANS LE TEMPS DE L'ENDOMMAGEMENT..... | 61 |
| 5.1. ANALYSE SELON LES EUROCODES..... | 61 |
| 5.2. RESULTATS | 63 |
| 5.3. ANALYSE DU DOMMAGE AMELIORE | 64 |
| 5.4. HISTORIQUE | 64 |
| 5.5. LIGNES D'INFLUENCE | 66 |
| 5.6. COURBES D'ENDOMMAGEMENT. | 67 |
| 6.CONCLUSIONS | 71 |
| 6.1 RESUME GENERAL | 71 |
| 6.2 RECOMMANDATIONS | 72 |

| | |
|--|-----------|
| BIBLIOGRAPHIE | 73 |
| ANNEXES | 77 |
| ANNEXE 1 EVALUATION QUALITATIVE DU PONT DU FORT DE LA BRICHE | 80 |
| ANNEXE 2 CLASSIFICATION DE DETAILS | 83 |
| ANNEXE 3 TRAINS-TYPES POUR LA FATIGUE | 86 |
| ANNEXE 4 EN 1991-2 (§6.4.5.3): LONGUEUR DETERMINANTE L_{Φ} | 91 |
| ANNEXE 5 EN 1993-2 (§9.5.3): COEFFICIENTS D'EQUIVALENCE DE DOMMAGE A POUR LES PONTS FERROVIAIRES..... | 95 |

Liste des tableaux

| | |
|---|----|
| TABLEAU 2.1 COTATION DE L'ETAT DES FISSURES..... | 27 |
| TABLEAU 4.1 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES PRINCIPALES INTERIEURES | 49 |
| TABLEAU 4.2 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES POUTRES PRINCIPALES DE RIVES | 49 |
| TABLEAU 4.3 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES LONGERONS | 50 |
| TABLEAU 4.4 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DES PIECES DE PONT..... | 51 |
| TABLEAU 4.5 CARACTERISTIQUES GEOMETRIQUES DU CONTREVENTEMENT..... | 52 |
| TABLEAU 4.6 CARACTERISTIQUES MECANQUES DES ELEMENTS..... | 55 |
| TABLEAU 4.7 LISTE DES TRAVAUX REALISES | 57 |
| TABLEAU 5.1 COEFFICIENT POUR VERIFICATION SELON L'ETENDUE DES CONTRAINTES | 64 |

Liste des figures

| | |
|---|----|
| FIGURE 2.1 CLASSIFICATION DES PONTS FRANÇAIS. | 17 |
| FIGURE 2.2 CLASSIFICATION DES PONTS METALLIQUES EN FRANCE..... | 18 |
| FIGURE 2.3 PARAMETRES DES COURBES S-N. | 21 |
| FIGURE 2.4. COURBES DE RESISTANCE A LA FATIGUE POUR LES ETENDUES DE CONTRAINTES NORMALES..... | 22 |
| FIGURE 2.5 SURCHARGE REPARTIE EQUIVALENTE EN FONCTION DE LA PORTEE SUIVANT LES REGLEMENTS. | 23 |
| FIGURE 2.6 TABLEAU COMPARATIF DES REGLEMENTS FRANÇAIS. | 24 |
| FIGURE 2.7 MODES DE RUPTURE. | 29 |
| FIGURE 3.1 CHARGEMENT LM 71 | 32 |
| FIGURE 3.2 COMPTAGE DE CYCLES - METHODE DU RESERVOIR. | 37 |
| FIGURE 3.3 COMPTAGE DE CYCLES - METHODE DE LA GOUTTE D'EAU. | 38 |
| FIGURE 3.4. EXEMPLE D'HISTORIQUE DES CONTRAINTES | 41 |
| FIGURE 3.5. EXEMPLE DE COMPTAGE DE CYCLES ET RAPPORT A LA COURBE S-N | 42 |
| FIGURE 4.1. VUE AERIENNE DU PONT | 45 |
| FIGURE 4.2. VUE NORD DU PONT | 46 |
| FIGURE 4.3 VUE NORD DU PONT | 46 |
| FIGURE 4.4 MODELE 3D DU PONT (VUE SUPERIEURE) | 47 |
| FIGURE 4.5 MODELE 3D DU PONT (VUE INFERIEURE) | 47 |
| FIGURE 4.6 VUE GENERALE DE LA STRUCTURE | 47 |
| FIGURE 4.7 COUPE TRANSVERSALE DU PONT | 48 |
| FIGURE 4.8 DETAIL D'UNE POUTRE PRINCIPALE..... | 49 |
| FIGURE 4.9 DETAIL DU LONGERON..... | 50 |
| FIGURE 4.10 DETAIL DE LA PIECE DE PONT | 51 |
| FIGURE 4.11 VUE INFERIEUR DE LA STRUCTURE..... | 52 |
| FIGURE 4.12 DETAIL DES APPUIS | 53 |
| FIGURE 4.13. SCHEMA DU PONT SUR ST1 | 56 |
| FIGURE 4.14 SITUATION SUR L'ENSEMBLE DE LA ZONE D'ETUDE. | 58 |
| FIGURE 4.15 DETAIL DE L'ELEMENT A ANALYSER (EN MM). | 59 |
| FIGURE 5.1 TRAIN TYPE 9 DU SETRA. RAME RER..... | 65 |
| FIGURE 5.2 ÉVOLUTION DU TRAFIC. | 65 |
| FIGURE 5.3 LIGNES D'INFLUENCE DELA MEMBRURE POUR UNE CHARGE DE 1 kN. | 67 |

| | |
|---|----|
| FIGURE 5.4 ÉVOLUTION DU DOMMAGE POUR LA MEMBRURE INFÉRIEURE | 68 |
| FIGURE 5.5 COURBES S-N POUR LES DEUX CLASSIFICATIONS DE L'ASSEMBLAGE..... | 69 |

Chapitre 1

INTRODUCTION

Actuellement un des principaux problèmes dans le domaine des ouvrages d'art est la maintenance des anciens ponts. Parmi toute la typologie de ponts, les ponts-rails métalliques utilisés dans l'ensemble du réseau des chemins de fer sont un des points les plus importants à suivre. Ils étaient les premiers ponts modernes construits pour supporter de fortes charges.

D'un autre côté, la communauté internationale envisage une croissance du transport de marchandises, conduisant à une augmentation des charges par essieu. Cette modification du trafic entraînera des modifications sur la durée de vie des ouvrages, notamment pour les ponts-rails. Les exploitants du réseau ferré de chaque pays ont un intérêt économique pour rallonger au maximum la vie de ces ouvrages et minimiser les coûts d'exploitation. Ces raisons font que la recherche soit si importante par la suite.

Pour réaliser une évaluation pertinente d'un ouvrage d'art, il est nécessaire d'en connaître l'état. La plupart de ces ouvrages métalliques anciens ont été construits entre 1850 et 1940, avec plus de 70 ans de service. Des aciers et autres métaux (fer puddlé, fonte, etc.) de qualités différentes par rapport aux aciers modernes ont été utilisés. Parmi ces ponts, certains ont un âge supérieur à 100 ans, dépassant la durée de vie envisagée lors de leur conception. En outre, les charges ont évolué au fur et mesure de l'amélioration des techniques du matériel roulant et de la croissance du transport ferroviaire. Des nouveaux modèles de chargement sont aujourd'hui appliqués avec des coefficients de sécurité pour assurer une conception plus performante et diminuer les risques.

Différents organismes internationaux sont en cours d'élaboration d'un guide pour l'analyse de la durée des anciens ponts, soit en béton, acier ou bois. Au niveau européen, les Eurocodes n'ont pas bien défini quelles sont les méthodes pour l'analyse des ponts anciens, car ces règles de calcul ne sont développées que pour les nouvelles structures. En conséquence, cette problématique est aujourd'hui un des points importants de la recherche au niveau national et international.

1.1. Antécédents

Les structures sont calculées pour que les contraintes nominales ne dépassent la limite d'élasticité du matériau. La structure reste donc dans le domaine de la sécurité, avec un facteur de sécurité dans le cas d'un chargement exceptionnel.

Néanmoins, une rupture de type fragile peut avoir lieu. Ce type de ruine était peu étudié au début de l'utilisation massive des métaux comme élément structural pendant la révolution industrielle du XIXe siècle.

Un des phénomènes conduisant à une rupture fragile est l'endommagement par fatigue. Les problèmes de résistance à la fatigue ont été au début négligés. Un des premiers accidents était la catastrophe ferroviaire de Meudon au milieu du XIXème siècle . Cet événement était un des premiers incidents ferroviaires en France et un des premiers dans le monde. Le 8 mai 1842, un train en provenance de Versailles à destination de Paris déraile dans la tranchée de Bellevue à Meudon. Le convoi était composé de deux locomotives plus un tender et de 18 voitures de passagers. Un des essieux de la petite locomotive en tête se brise, la locomotive déraile et vient s'enfoncer dans le talus de la tranchée. Le résultat est une centaine de blessés et plus de 200 morts. Une première hypothèse du mode de rupture est la rupture fragile des matériaux utilisés pour les essieux.

L'ingénieur allemand Wöhler (1819-1914) a développé une théorie sur ce type de rupture. Il a réalisé des études sur les essieux de trains cassés. Il trouve un rapport entre le nombre de cycles appliqués et les charges, toujours inférieures à la limite statique. Ces tests sont exploités par la construction de diagrammes avec les contraintes en ordonnée et le nombre de cycles en abscisse. Ces diagrammes sont connus aujourd'hui comme les courbes S-N ou courbes de Wöhler.

Aujourd'hui, les effets de la fatigue sont bien maîtrisés. Les courbes de comportement à la fatigue sont bien définies et toutes les nouvelles structures doivent vérifier les limites de fatigue.

Les anciens assemblages ont été réalisés par rivets. Le rivet est un élément d'assemblage permanent. Il se présente sous la forme d'une tige cylindrique métallique, qui est munie d'une tête à l'une de ses extrémités. L'autre extrémité est aplatie et élargie

par écrasement, pour solidariser les éléments à assembler. Une mise en place à chaud permet d'amplifier la force d'écrasement lorsque la tige raccourcie par effet thermique (refroidissement).

Actuellement, le successeur du rivet est le boulon. Cet élément d'assemblage est constitué par une vis et d'un écrou. Il s'agit d'un assemblage qu'il est possible de précontraindre plus ou moins, car une certaine force d'écrasement est imposée par moyen de la vis. Ce type de connexion fonctionne d'une manière assez proche au rivet.

Néanmoins, la tendance dans le monde des assemblages est la soudure. Ce type de liaison entre les différents éléments permet une jonction propre et une résistance meilleure à la fatigue.

Cette vision des différents types d'assemblages est nécessaire pour bien comprendre la problématique de la fatigue associée aux assemblages. La norme actuelle prend en compte essentiellement les assemblages boulonnés ou soudés, en ne traitant plus les anciens assemblages rivetés.

1.2. Objet de l'étude

Le but de cette étude est obtenir une méthode réaliste de l'évaluation de la vie résiduelle des ponts métalliques existants. Cette évaluation est intéressante du point de vue de l'exploitant du réseau, le responsable de la maintenance de l'ouvrage et le bureau d'études responsable du renouvellement de la structure.

Le parc des ouvrages d'art est nombreux et la quantité d'anciens ponts encore en service est assez importante. Un contrôle journalier de chaque pont est une tâche presque irréalisable ou avec un coût assez élevé. Il faudrait mettre des capteurs dans chaque élément important de chaque pont pour avoir des statistiques de l'évolution exacte des chargements car les charges ne sont pas toujours les mêmes.

Pour réaliser un contrôle plus pratique, il est possible de simuler le trafic au moyen de logiciels et d'obtenir des résultats exploitables pour évaluer l'état de l'ouvrage.

À partir de ce point de vue, des méthodes seront développées dans cette étude pour avoir une estimation de la durée de vie de l'ouvrage.

1.3. Contenu du rapport

D'abord, nous présenterons l'état de l'art actuel concernant les anciens ponts métalliques, le phénomène de la fatigue, puis nous aborderons les principaux problèmes de rupture fragile et d'endommagement.

En suite, les différentes méthodes seront présentées et analysées. La partie centrale est l'approfondissement sur des méthodes plus précises à partir de simulations du trafic, du comptage des cycles et du calcul de l'endommagement.

En dernier partie, un pont-rail métallique particulier est analysé. Il s'agit d'appliquer toutes les méthodes définies aux chapitres précédents et d'obtenir le nombre d'années restantes de l'ouvrage.

ÉTAT DE L'ART

2.1. État des ponts ferroviaires français

Le réseau ferré de France est un des plus âgés de l'Europe. Depuis la deuxième moitié du XVIIIème siècle, l'extension du réseau sur tout le territoire a exigé la construction des ouvrages d'art et le creusement des tunnels. Aujourd'hui, le parc d'ouvrages d'art est très nombreux (41 500 ponts) et hétérogène. La figure 2.1 montre l'ensemble des ouvrages d'art géré par la SNCF.

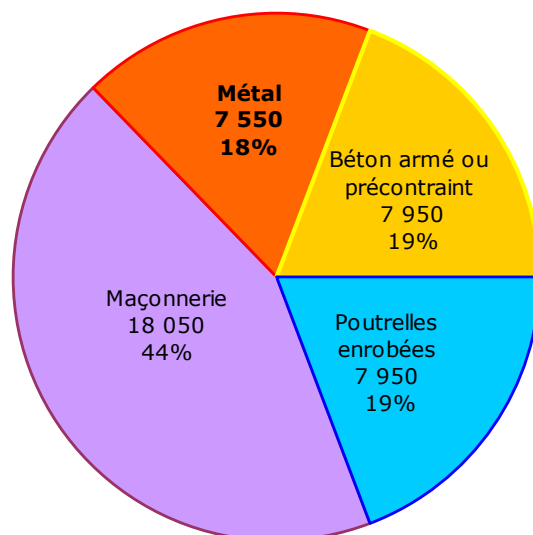


Figure 0.1 Classification des ponts français. Source: SNCF

Le patrimoine de ponts métalliques est très important et ce type de ponts est celui étudié dans ce projet. Deux points clés sont à retenir pour la suite : la grande typologie des ponts et leur âge (Fig. 2.2).

Les ponts métalliques ont une grande diversité de conception : en treillis, pont en arc, à poutres d'âme pleine, etc. Il est difficile de comparer des grands ouvrages d'art comme les viaducs de Garabit ou le Vaur (plus de 100 mètres de portée) avec les petits ponts en treillis.

En outre, la moitié des ponts métalliques a plus de 100 ans. À l'époque le seul matériau qui permettait de franchir des grandes vallées était le fer puddlé, puis l'acier après son développement. La plupart de ces ponts sont encore en service, mais un grand nombre a besoin d'un entretien soigneux et parfois compliqué.

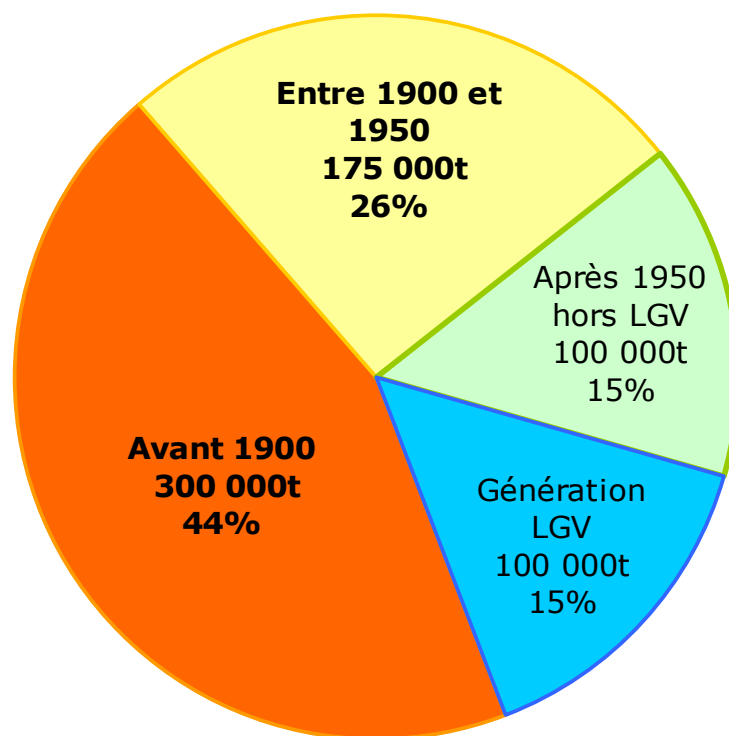


Figure 1.2 Classification des ponts métalliques en France.

Répartition en tonne de métal par année de construction. Source: SNCF

Par ailleurs, les problèmes associés à la dégradation des ponts métalliques sont bien maîtrisés aujourd'hui. Les nouvelles techniques de soudage et l'amélioration des caractéristiques mécaniques de l'acier ont permis de diminuer les problèmes des assemblages rivetés ou du fer puddlé. Cependant, des problèmes restent encore à prendre en compte pendant la conception et la maintenance. Les plus importants sont reliés aux appareils d'appuis, aux déconsolidations d'assemblage, aux conceptions douteuses, aux corrosions non maîtrisées et aux fissures de fatigue.

La déconsolidation d'assemblages a lieu sur les assemblages boulonnés et rivetés. Une perte de la contrainte des têtes d'accrochage est la raison de la déconsolidation. Ce problème a été résolu avec l'utilisation des assemblages entièrement soudés.

Les appareils d'appui ont des problèmes liés au fluage des éléments amortisseurs (plomb pour les anciens, téflon ou élastomère pour les actuels), le battement d'appui ou le défaut de scellement.

Les conceptions douteuses sont toujours à éviter, mais parfois de petits détails échappent à l'attention du constructeur. Dans les ponts anciens, une erreur typique est la discontinuité des éléments.

La corrosion est un des problèmes qui est résolu avec un bon entretien et la remise de la couche de peinture de protection. La surveillance est aussi requise pour empêcher toute propagation.

Finalement, les cycles répétés de chargement conduisant à la fatigue et à l'apparition de fissures, sont un des problèmes les plus importants des anciens ponts métalliques, qui supportent de milliers de cycles de chargement. Ce type d'endommagement est le centre d'étude du projet de recherche.

2.2. Phénomène de la fatigue

La fatigue est un processus ou ensemble de mécanismes qui sous l'action de contraintes ou déformations variables et répétées au cours du temps peut entraîner la formation de fissures et éventuellement la rupture de la structure par propagation.

Les étapes principales de la fatigue sont l'amorçage de fissures, la propagation de fissures et la rupture finale.

La répétition de cycles de chargement produit un endommagement des métaux. La contrainte de rupture est inférieure à la charge limite de rupture plastique et parfois inférieure à la limite élastique.

Il existe quatre modes de défaillance :

- La rupture statique,
- La déformation permanente,

- La rupture en fatigue oligocyclique (chargement avec moins de 50 000 cycles), et
- La rupture en fatigue classique, avec plus de 50 000 cycles

A l'apparition d'une fissure traversante (progression d'une fissure de fatigue au travers d'un détail constructif), le détail se ruine après un nombre N de cycles. Lorsque l'essai de fatigue porte sur une petite éprouvette, le nombre de cycles à la ruine s'identifie précisément par la rupture de celle-ci. Pour l'essai de fatigue sur grande éprouvette ou sur un élément de structure, le nombre de cycles à la ruine est déterminé, selon les expérimentateurs, par référence :

- Au début du stade de propagation lente de la fissuration, identifié soit par une fissure visible à l'œil nu, soit par l'accroissement significatif d'une déformation locale,
- À l'apparition d'une fissure traversante (progression d'une fissure de fatigue au travers d'une épaisseur et débouchante en surface),
- À l'atteinte d'un niveau de déformation de l'éprouvette incompatible avec la poursuite de l'application de la charge de fatigue,
- Et plus rarement par une grande éprouvette, à la rupture de celle-ci.

Différents essais permettent de tracer une courbe $\Delta\sigma$ en fonction de N .

La courbe est définie en échelle bi-logarithmique pour les variations des contraintes normales, par (Figure 2.4) :

- $N < 5 \times 10^6$ cycles : Droite de pente $-1/3$, dite de constante de pente $m = 3$, traduisant la relation $N \times \Delta\sigma^3 = \text{constante}$.
- $5 \times 10^6 < N < 1 \times 10^8$ cycles : Droite de pente $-1/5$, dite de constante de pente $m = 5$, traduisant la relation $N \times \Delta\sigma^5 = \text{constante}$.
- $N > 1 \times 10^8$ cycles : Droite horizontale.

La résistance à 5×10^6 cycles (ou N_D cycles) est appelée limite de fatigue sous amplitude constante et est représentée par $\Delta\sigma_D$. Sa valeur est reliée à la catégorie du détail par :

$$\frac{N_D \Delta\sigma_D^3}{N_C \Delta\sigma_C^3} = 1 \quad \text{où } \Delta\sigma_C \text{ est la catégorie de détail pour } N_C = 2 \text{ millions de cycles.}$$

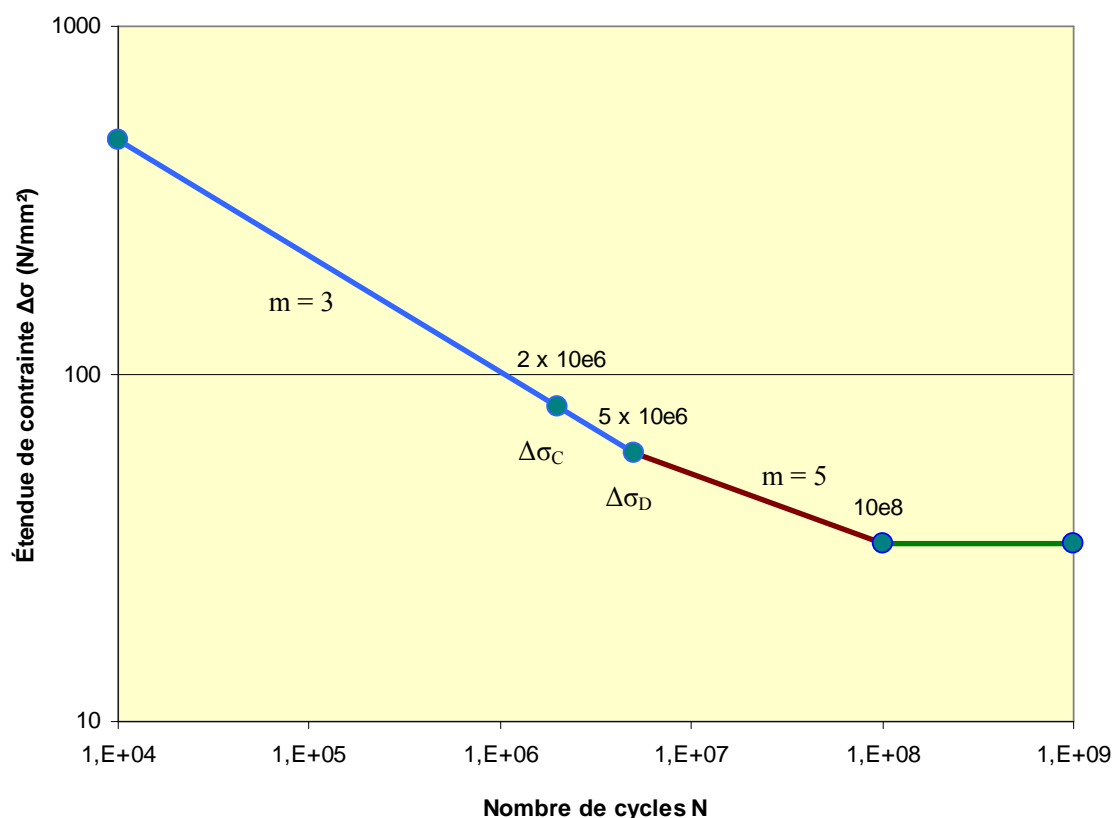


Figure 1.3 Paramètres des courbes S-N

Source : Élaboration propre à partir des références bibliographiques.

Ce dernier paramètre est très important car est le repère de comparaison des assemblages. De plus, le chargement à 2 millions de cycles est la principale vérification des Eurocodes.

Lors de l'exploitation des résultats d'essais pour déterminer la catégorie relative à un détail constructif particulier, la valeur caractéristique $\Delta\sigma_C$, qui correspond à $N_C = 2$ millions de cycles, a été évaluée pour un niveau de confiance de 75 % avec une probabilité de dépassement de 95 % pour $\log N$, en considérant l'écart type, la taille de l'échantillon et les effets des contraintes résiduelles. Le nombre d'essais (au moins égal à 10) a été pris en compte dans l'analyse statistique.

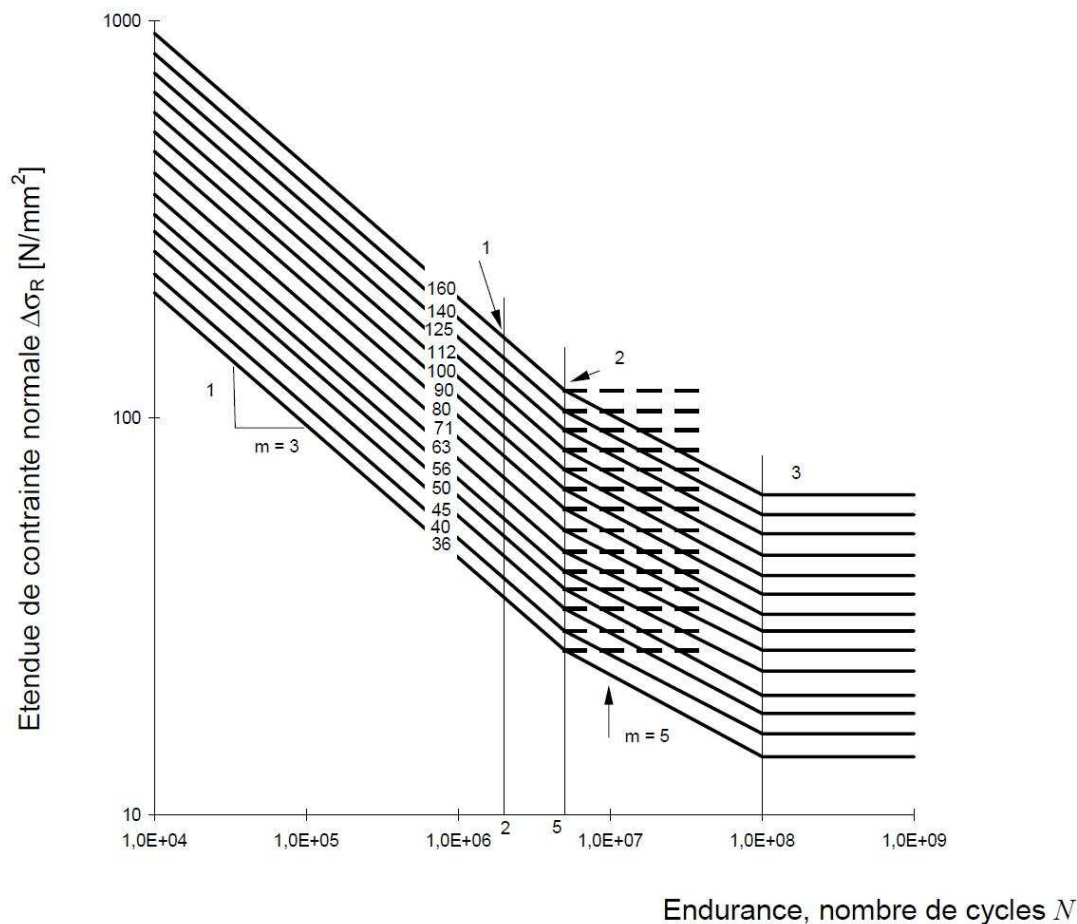


Figure 1.4. Courbes de résistance à la fatigue pour les étendues de contraintes normales.

Source : EN 1993-1-9

Les Eurocodes proposent des tables graphiques avec les courbes pour chaque type de détail (fig. 2-4). La typologie des courbes S-N est traitée au chapitre concernant la méthodologie de comptage d'endommagement.

2.3. Méthode de la SNCF

L'histoire de la SNCF a été toujours liée depuis son origine au réseau des chemins de fer. La Directive Européenne 91/440 oblige l'État français à la diviser en deux établissements publics différents : RFF comme responsable de l'entretien, développement et mise en valeur des voies ferrées et la SNCF, opérateur du transport des voyageurs et marchandises et propriétaire des gares. Néanmoins, RFF a passé une convention avec la SNCF pour la maintenance et l'entretien du réseau français.

La SNCF dispose déjà un ensemble de techniques qui permettent de classer les ouvrages d'art pour l'entretien, la maintenance et dans le cas échéant, la rénovation de la structure. Après la fin de la Guerre, des ponts étaient endommagés et une connaissance

approfondie de leur état était nécessaire. De plus, la croissance du poids des convois et la naissance du TGV obligent à mettre en valeur les caractéristiques des anciens ouvrages.

Depuis 1877, date du 1^{er} règlement définissant parfaitement les surcharges de calculs, celles-ci ont passablement évolué dans le temps (fig 2.5). Ces courbes donnent, en fonction de la portée, les valeurs des surcharges uniformes équivalentes en tonnes par mètre linéaire de voie, déduites de l'application des règlements de 1877, 1927 et 1944. Les wagons réels C4 et le schéma de charge UIC sont ajoutés.

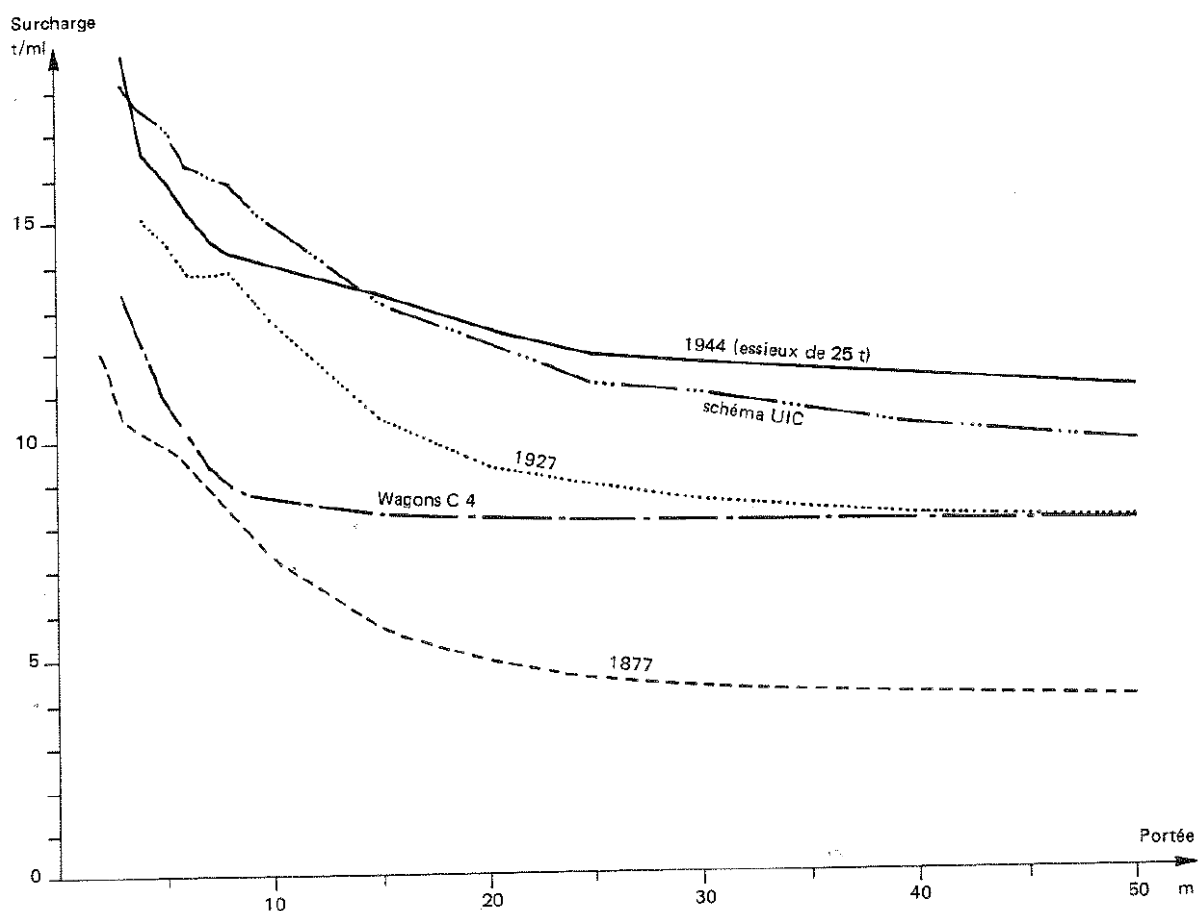


Figure 1.5 Surcharge répartie équivalente en fonction de la portée suivant les règlements.

Source: SNCF (P.Pignet)

L'évolution des contraintes admissibles est parallèle et concrétisée dans la figure 2.6 sur la capacité portante. On a tracé les courbes caractéristiques correspondant aux conditions imposées par les divers règlements.

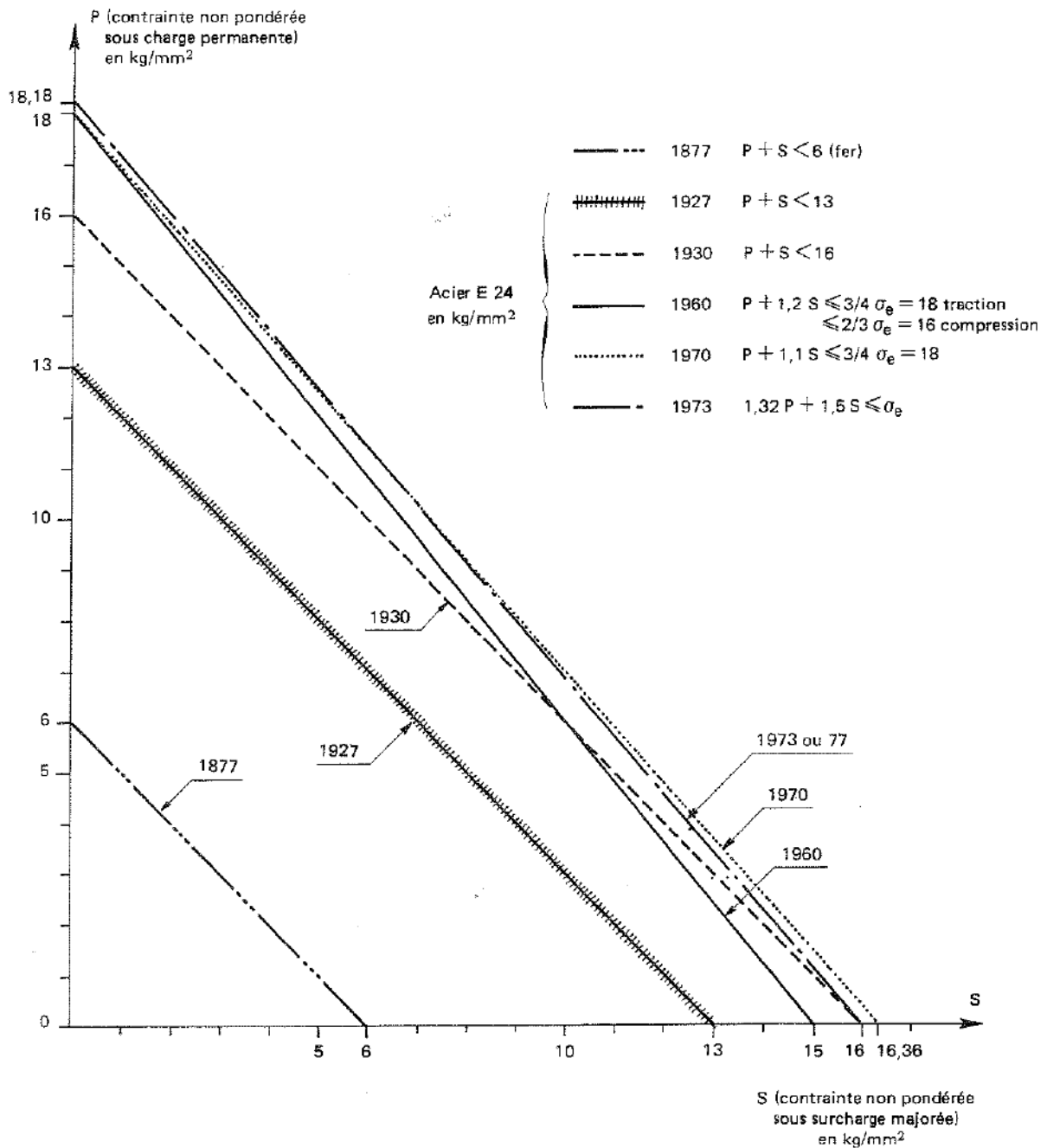


Figure 1.6 Tableau comparatif des règlements français.
Source: SNCF (P.PIGNET)

Selon PIGNET (Département des Ouvrages d'Art de la SNCF) des calculs ont été réalisés pour assurer le passage de certains convois au moyen des vérifications simples. Une comparaison des règlements est mise en place. Les conclusions sont les suivantes: Les anciens tabliers sont capables en général de recevoir les surcharges actuelles si on se limite au seul problème de la flexion des poutres principales. Les vérifications de charges concernant les pièces courtes (longerons et pièces de ponts) et les problèmes d'instabilité ne sont pas si optimistes.

Les anciens règlements ne considèrent pas ces éléments et une méthode d'évaluation après la fin de la guerre été créée, pour faire face à la grande quantité de ponts endommagés.

La méthode consiste en comparer une inégalité $\gamma_C M_C + \gamma_F K_F M_F \leq M_R$, dont

M_C : le moment fléchissant sous charge permanente,

M_F : le moment fléchissant sous la circulation envisagée,

M_R : le moment résistant de l'élément à vérifier.

M_C : le moment fléchissant sous charge permanente,

γ_C, γ_F : les coefficients de pondération éventuels,

K_F : le coefficient de majoration dynamique applicable aux surcharges.

Si on divise par le moment fléchissant sous le convoi de référence de 1927 (M_{27}) :

$$\frac{M_F}{M_{27}} \leq \frac{M_R - \gamma_C M_C}{\gamma_F K_F M_{27}}$$

Le premier terme caractérise la circulation envisagée par rapport au convoi type référence : il est appelé « q ». Le deuxième terme caractérise la portance (la résistance) de l'élément considéré et est dénommé « Q ». Après la fin de la Guerre, des ponts étaient endommagés et une connaissance de sa situation fut nécessaire. De plus, la croissance du poids des convois et la naissance du TGV oblige à mettre en valeur les caractéristiques des anciens ouvrages.

Depuis 1996, la SNCF dispose d'un système de cotation des ouvrages d'art. Le but est obtenir une base de données qui permet comparer certains ouvrages d'art à niveau régional et national. À partir de cette information, l'entreprise programme les remplacements systématiques des ouvrages à court et long terme. La base de données est le résultat de l'application d'un guide pour reconnaître et coder les avaries des différentes parties d'ouvrage visitées et de mettre en mémoire l'état des ouvrages.

La sortie des résultats permet de disposer d'un indicateur de l'état des ouvrages d'art. La mesure de l'évolution de leur état, selon les types de structures, la situation

géographique ou les différents périmètres de gestion est donc possible, ainsi que l'obtention des modèles statistiques permettant d'apprécier la dégradation par type d'ouvrage. Le résultat est l'orientation des politiques nationale et régionales de maintenance.

Les ouvrages sont classés dans quatre catégories : ponts, tunnels, petits ouvrages sous voie et murs. Elles sont repérées sur une ligne, une région, un établissement ou un département administratif. Il est possible également de localiser le choix dans un tronçon de ligne délimité par deux points kilométriques. Après l'insertion des données géographiques, d'autres paramètres complémentaires hors les avaries sont implémentés comme les voies franchissantes et voies franchies et les caractéristiques de maintenance et surveillance.

Les ouvrages d'art ont des critères de cotation différents selon sa fonction et les matériaux de construction. Pour cela, des livrets pour noter chaque ouvrage sont disponibles :

- Livret A : Fondations en site aquatique.
- Livret B : Murs de soutènement et perrés.
- Livret C : Petits ouvrages sous voie
- Livret D : Ouvrages voûtés soumis à inspection détaillée
- Livret E : Culées et piles des ouvrages non voûtés
- Livret F : Tablier métalliques
- Livret G : Tablier mixtes
- Livret H : Tabliers à poutrelles ou rails enrobés
- Livret I : Tabliers en béton armé ou précontraint
- Livret K : Tunnels.

Chaque type d'ouvrage dispose des tableaux de cotation différents mais ils suivent la même méthode. Trois lettres composent la notation : la première case définit le type de l'avarie. Cela reporte au tableau de quantification et de qualification de l'avarie. Les seconde et troisième cases contiennent un chiffre qui quantifie l'avarie. Ces deux chiffres sont lus dans le tableau correspondant au type d'avarie définie par la lettre.

Lorsqu'il y a doute quant au choix des avaries, dans un même tableau, il y a lieu de prendre systématiquement l'avarie la plus grave.

Dans le cas des ponts métalliques, deux parties composent la cotation de l'état de l'ouvrage. La première décrit les différentes pathologies : Corrosion, fissures, ébranlements d'assemblages, attaches de voie, constat de heurs routiers, appareils d'appui, etc. La deuxième partie est un relevé des facteurs influants sur l'évolution des pathologies : géométrie du tablier (tablier biais ou tronqué), matériaux constitutifs, conception du tablier vis-à-vis de la fatigue et de la corrosion et conditions d'exploitation.

Le tableau 2.1 montre la cotation pour les fissures affectant les pièces maîtresses. Les valeurs ne sont pas affichées au logiciel et la notation finale est calculée internement sans montrer le processus.

| | Poutres principales | Pièces de pont | Longerons |
|----------------------------|---------------------|----------------|-----------|
| Sans fissure | B 20 (0) | B 30 (0) | B 40 (0) |
| Avec fissures isolées | B 22 (8) | B 32 (10) | B 42 (12) |
| Avec fissures généralisées | B 24 (12) | B 34 (14) | B 44 (16) |

Tableau 1.1 Cotation de l'état des fissures. Source: SNCF

Un exemple de cette cotation est disponible à l'Annexe 1. La cotation du pont du Fort de la Briche a été réalisée à partir des rapports de maintenance et des PV d'avarie. Finalement, une courbe de vieillissement est obtenue.

Les visites des ouvrages sont prévues tous les 5 ans ; tous les 3 ans pour les ponts métalliques. Il faut apprécier qu'après une forte réparation, l'expérience démontre que le pont résiste encore entre 10 et 12 ans, temps pour étudier la viabilité d'une nouvelle réparation ou la rénovation entière de la structure. Dans le cas du pont du Fort de la Briche, il se trouve proche de sa limite, car la réparation plus importante date de l'année 2000.

2.4. Dommage, fissures et propagation, rupture fragile

Dans cette dernière partie du deuxième chapitre nous allons décrire les principaux processus d'endommagement des structures vis-à-vis des fissures et leur propagation, ainsi comme une rupture fragile à la fin. Cependant, l'analyse de l'endommagement par ce processus n'est pas étudiée dans notre projet.

La rupture fragile est analysée dans le domaine de la mécanique de la rupture. En générale, les structures sont calculés pour que les contraintes nominales ne dépassent la limite d'élasticité et rester sous le seuil de sécurité de la rupture ductile. Une rupture de type fragile peut survenir sur une fissure soit préexistante soit créé par la fatigue.

Cependant, il est intéressant de avoir quelques notions sur les modes de rupture fragile. Les raisons plus importantes d'une rupture fragile sont :

- Basses températures,
- Grandes vitesses de chargement, et
- Défauts préexistants ou créés pendant la vie de la structure.

Une rupture fragile est une rupture brutale ; elle est liée soit à une absence de ductilité du matériau sous une certaine température (pour les aciers doux), soit à une très faible déformation plastique (pour les matériaux à haute limite élastique).

Pour un taux de chargement très élevé, une discontinuité peut diminuer la bonne ductilité du matériau. En effet, une discontinuité produit une augmentation des contraintes autour de la zone et produira une propagation de la fissure. Il existe une taille critique à partir de la quelle la probabilité d'endommagement est plus réaliste. Il est possible d'établir une corrélation entre taille critique d'une discontinuité et la contrainte de rupture.

L'analyse de fatigue permet de prévoir la durée de vie à l'amorçage des fissures. Dans le domaine aéronautique, on utilise la phase de propagation de fissure pour réaliser des inspections en prévention de la rupture. Il existe trois modes de rupture en fonction de la direction d'application des forces par rapport à la fissure :

- Mode I (ouverture) – Une contrainte de traction normale au plan de fissure,

- Mode II (cisaillement) – Une contrainte de cisaillement agissant parallèlement au plan de la fissure et perpendiculaire au front de fissure, et
- Mode III (vissage) – Une contrainte de cisaillement agissant parallèlement au plan de la fissure et parallèlement au front de fissure

De manière générale, une fissure se propage dans un matériau sous une combinaison de contraintes dans les trois modes. Pourtant, le mode plus habituel est le mode I.

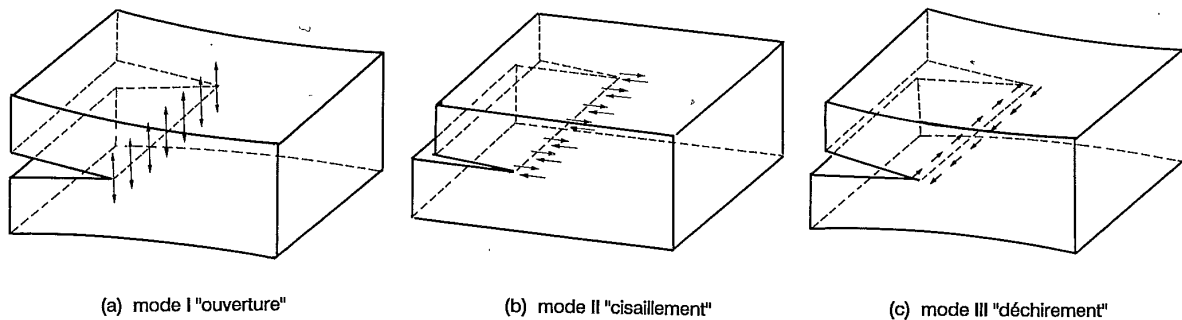


Figure 1.7 Modes de rupture. Source: J. BROZZETI et al (1991)

MODÈLE APPLIQUÉ

Le but de ce projet est de chiffrer d'une manière plus précise l'état de l'ouvrage et la durée de vie résiduelle du pont. Cela permet de réaliser un planning des actions de maintenance et fixer une date de renouvellement de la structure.

Le projet recherche différentes méthodes d'évaluation des éléments vis-à-vis de la fatigue et la défaillance de la structure. Au départ, il faut identifier les éléments structuraux plus faibles sur le pont pour appliquer les méthodes pertinentes. Ce point de réflexion avant l'analyse est un des plus importants pour toutes les actions à réaliser par la suite. Il s'agit de trouver l'élément critique, c'est-à-dire, le premier élément à se casser.

Dans la plupart des ponts-rails métalliques, les points les plus critiques sont les liaisons entre les différents éléments, les assemblages. Dans ces points les transmissions des efforts produisent un endommagement plus rapide que dans d'autres points. Un autre point critique est la section à mi-portée des pièces. Selon la résistance des matériaux, les efforts à mi-portée sont plus élevés que dans un autre point, sauf dans les encastremets.

Dans les chapitres suivants, les principales méthodes existantes pour la vérification à la fatigue sont détaillées.

3.1. Analyse à la fatigue selon contraintes équivalentes.

Les Eurocodes sont un ensemble de normes pour le design et calcul des structures normalisées à niveau européen. Cela permet d'homogénéiser et unifier les différentes normes et permettre la compétitivité et égalité de toutes les entreprises de l'ensemble de l'Union Européenne. Néanmoins, chaque pays membre a mise en place des annexes nationales. Ces annexes sont adaptées aux exigences préexistantes à la rédaction des Eurocodes et il s'agit des modifications sur certains paramètres ou méthodes.

Tout calcul d'une structure doit suivre les normes de calcul des Eurocodes. La structure est analysée de manière globale pour obtenir un dimensionnement de l'ouvrage. À fur et mesure, tous les éléments sont dimensionnés : poutres, raidisseurs, entretoises,... Les derniers éléments pour déterminer sont les assemblages. Ces éléments sont les plus critiques vis-à-vis de la fatigue et un classement est réalisé aux Eurocodes. La méthode proposée est vérifier les limites des étendues des contraintes ne dépassent pas un seuil en fonction du type de détail.

Le modèle de charges pour l'étude du comportement statique du chargement des trains est le LM71 71 (EN 1991-2 § 6.3.2). Il modélise le passage de tout le trafic pour 2 millions de cycles. On rappelle que les deux millions de cycles sont reliées à la catégorie de détail ($\Delta\sigma_C$).

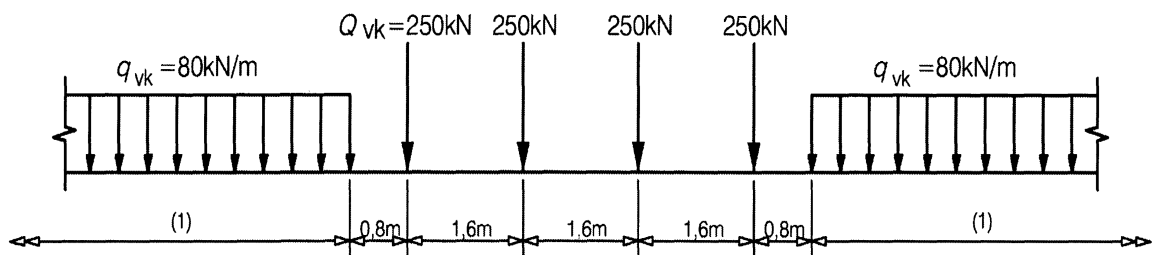


Figure 1.8 Chargement LM 71. Source: Eurocodes

D'abord il faut choisir l'assemblage de la structure à analyser. Après, chaque voie est chargée avec le modèle LM 71 pour obtenir les étendues de contraintes lors du passage du train. Les Eurocodes analysent uniquement le cas des ponts à deux voies. Dans le cas de ponts à plusieurs voies, et les combinaisons possibles de chargement. Le modèle de charges se déplace sur cette voie pour trouver l'enveloppe du chargement et obtenir l'étendue de contraintes maximale. Ce chargement permet d'analyser la résistance des éléments vis-à-vis de la fatigue par moyen d'un ensemble de coefficients ainsi que la classification du détail.

Selon le règlement, chaque élément de la structure doit vérifier la norme européenne :

$$\gamma_{Ff} \times \lambda \times \Phi_2 \times \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_C}{\gamma_{Mf}} \quad (\text{EN 1993-1-9 §8})$$

dont

γ_{Ff} est le facteur de sécurité pour les charges de fatigue. Dans ce cas égal à 1,0 ;

γ_{Mf} est le facteur de sécurité pour la résistance à la fatigue. Pour les ponts-rails, $\gamma_{Mf} = 1,2$;

$\Delta\sigma$ est l'étendue de la contrainte à l'assemblage pour le passage sur la voie plus proche.

$\Delta\sigma_C$ est la contrainte de classification sur l'assemblage.

Φ_2 est le coefficient d'impact dynamique d'après EN 1991-2

λ est le coefficient d'équivalence de dommage d'après EN 1993-2.

Le coefficient d'impact dynamique et le coefficient d'équivalence varient selon les différents chargements des voies et combinaisons.

Le coefficient dynamique Φ_2 majore les effets statiques dus aux modèles 71, SW/0 et SW/2. Ces chargements sont utilisés pour étudier l'effet statique du passage des trains. D'après l'EN 1991-2 (§6.4.5.2) :

$$\text{Pour une voie soigneusement entretenue : } \Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82$$

$$\text{Avec : } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

$$\text{Pour une voie normalement entretenue : } \Phi_3 = \frac{2,16}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,73$$

$$\text{Avec : } 1,00 \leq \Phi_3 \leq 2,00$$

La longueur déterminante L_Φ est donnée selon le tableau 6.2 (EN 1991-2 (§6.4.5.3) ; cf. Annexe 4). Sa valeur dépend de la géométrie et le type du pont ainsi que la position de l'assemblage.

Le coefficient d'équivalence de dommage est le produit d'un ensemble de coefficients déterminés selon les tableaux de (EN 1993-2 §9.5.3 ; cf. Annexe 5):

$$\lambda = \lambda_1 \times \lambda_2 \times \lambda_3 \times \lambda_4, \quad \text{mais } \lambda \leq \lambda_{\max}$$

λ_1 : coefficient pour divers types de poutres qui prend en compte les effets du trafic et dépend de la longueur (portée) de ligne ou surface d'influence. Ce paramètre prend en compte aussi du type de trafic (trains voyageurs, RER, marchandises, TGV,...).

λ_2 : coefficient prenant en compte le volume de trafic. En général, le volume est estimé à une charge annuel de $25 \cdot 10^6$ t/voie et ce coefficient est égale à 1,0.

λ_3 : coefficient prenant en compte la durée de vie de calcul du pont. Selon les EC, la durée de vie recommandée est de 100 ans, avec un coefficient égal à 1,0.

λ_4 : coefficient à appliquer lorsque l'élément de structure supporte plus d'une voie. Ce coefficient varie en tout point de la structure car il dépend de l'étendue des contraintes.

Dans le cas où le pont supporte plus de deux voies, il faut utiliser l'équation suivante pour obtenir la valeur de λ_4 :

$$\lambda_4 = \sqrt[n + [1 - n]]{a^5 + (1 - a)^5}$$

Dont n représente la proportion de croisement sur le pont (en générale 12%), et

$$a = \frac{\Delta\sigma_1}{\Delta\sigma_{1+2}}$$

$\Delta\sigma_1$ est l'étendue des contraintes au niveau de la section à vérifier, résultant du modèle de charge 1 sur une seule voie.

$\Delta\sigma_{1+2}$ est l'étendue de contraintes résultant de la charge 71 sur deux voies quelconques. Dans le cas de plus de deux voies, il faut prendre l'étendue de contraintes maximale.

Le dernier point pour établir la vérification selon les Eurocodes est de classifier le détail de l'assemblage. La partie de l'Eurocodes concernant la fatigue (EN 1993-1-9) propose une classification pour tous les détails utilisés en l'actualité, spécialement sur les assemblages soudés. Or, les anciens assemblages rivetés sont dehors cette classification pour les nouveaux ouvrages d'art. En conséquence, il faut choisir un des assemblages plus proches au cas analysé dans notre projet. Cette approche vers le modèle réel peut engendrer des écartements de la réalité et donner une valeur fausse de vérification.

La principale différence entre les assemblages boulonnés et les assemblages rivetés est la méthode de perçage. Actuellement les trous pour boulons sont réalisés avec des techniques très performantes et laissant les trous sans défaut et ses parois propres. Par contre, les trous des assemblages rivetés ont été creusés d'une manière assez brusque. Les parois des trous présentent des microfissures et de contraintes résiduelles par sa méthode réalisation.

Pour résoudre ce problème, la communauté scientifique développe nouveaux classements des assemblages. Dans ce cadre, deux chercheurs de la Graz University of Technology, Autriche, ont travaillé sur le classement des anciens assemblages (Taras & Greiner, 2010). À partir d'anciens essais et le traitement statistique des données selon le type d'effort appliqués et d'élément (treillis, âme, membrure, cornière,...), ils ont développé un nouveau tableau de classification de détails (cf Annexe 2). La principale différence est l'utilisation des droites de pente constante $m = 5$, tandis que les Eurocodes utilisent trois droites différentes pour générer les courbes S-N.

Le choix du classement dépend du type d'assemblage et de quel est le modèle le plus réaliste. Cependant, pour les ponts anciens métalliques il est conseillé de prendre la deuxième classification. La classification des Eurocodes peut être utilisée dans le cas d'un possible renforcement de la structure ou réhabilitation.

3.2. Méthode de comptage de cycles ou dommage amélioré

La méthode des Eurocodes vérifie la résistance à la fatigue à grosso modo, à partir d'un seul modèle de charges et l'application des coefficients. Ces coefficients engendrent un degré d'imprécision.

D'outre, cette méthode ne tient pas en compte l'historique des chargements. L'évolution du trafic ferroviaire depuis son origine est un facteur déterminant pour l'évaluation de la vie résiduelle. Le dommage par fatigue apparaît après de chargements cycliques et il est important de réaliser une modélisation plus proche à ce type de rupture. De plus, le futur des chemins de fer envisage des chargements encore plus lourds.

Par la suite, la méthode de comptage de cycles est présentée et tous le processus nécessaires pour l'évaluation finale de la vie résiduelle.

La ruine est considéré ici comme le point d'atteinte d'un critère de ruine conventionnel : une fissure traversante, trop grande déformation et parfois rupture de l'éprouvette dans le cas des petites éprouvettes d'essai.

Par définition, le dommage élémentaire pour un cycle d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ est égal à $1/N_i$, N_i étant la durée de vie correspondant à l'étendue de la contrainte $\Delta\sigma_i$ (nombre de cycles à la rupture).

Selon Palmgren-Miner, le cumul d'endommagement peut se faire simplement par cumul linéaire. Ainsi n_i cycles d'étendues de contrainte $\Delta\sigma_i$ génèrent un dommage partiel égal à n_i/N_i . Il faut donc, pour le calcul de la durée de vie de la structure :

- Classer les étendues de contrainte ($\Delta\sigma_i$) pondérées par le facteur partiel de sécurité ;
- Compter les cycles d'occurrence de chaque étendue de contrainte (n_i);
- Déterminer les différentes durées de vie (N_i).

Ceci permet donc d'appliquer le calcul de cumul de dommage selon Palmgren-Miner pour un élément de structure soumis à différents nombres de cycles d'étendues de contrainte variables. Le dommage total D est égal à la somme des dommages partiels correspondants à chaque étendue de contrainte :

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad \text{d'où } 1/N_i \text{ est le dommage élémentaire}$$

Ce dommage permet de définir et de conclure quel est l'état de l'élément de structure.

$D = 0$ si il n'y a pas d'endommagement

$D = 1$ si la propagation devient telle qu'elle entraîne la ruine de l'élément de la structure considéré.

Il existe plusieurs méthodes de comptage des cycles d'étendues de contrainte à partir d'un historique de contrainte, qui est la représentation graphique de la fluctuation de la contrainte en fonction du temps. Les deux principalement utilisées sont la méthode du réservoir et la méthode de la goutte d'eau.

Dans les cas courants et simples, il sera avantageusement fait appel à la méthode du réservoir, dont le principe simple est illustré par la figure 3.2 :

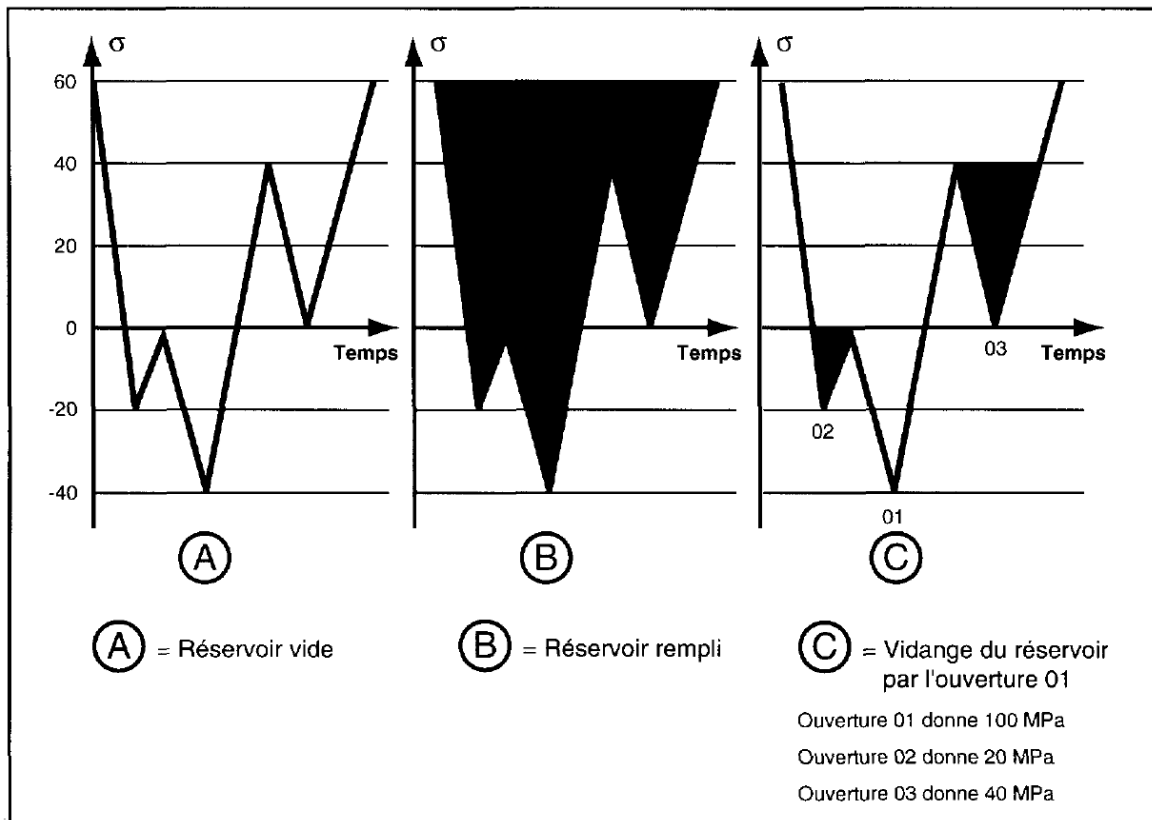


Figure 1.9 Comptage de cycles - Méthode du réservoir. Source: SETRA

Par contre, la méthode de la goutte d'eau est utilisée dans les calculs avec un grand nombre de cycles et langage informatique. Un exemple simplifié est expliqué par la suite (cf. figure 3.3). D'abord la graphique de contraintes en fonction du temps est tourné 90 degrés.

Le premier demi-cycle (A) commence au point (1) et termine au point plus bas de contraintes. Le deuxième demi-cycle (B) commence en haut du point 2, et descend jusqu'à arriver à une contrainte plus élevée au point 5. Parmi ce demi-cycle, deux autres sont comptés. Finalement, un autre cycle (C) est compte à partir du point 5 jusqu'à la fin de l'historique.

De la même manière sont calculés l'autre partie des demi-cycles et finalement le nombre de cycles pour chaque étendue est obtenu.

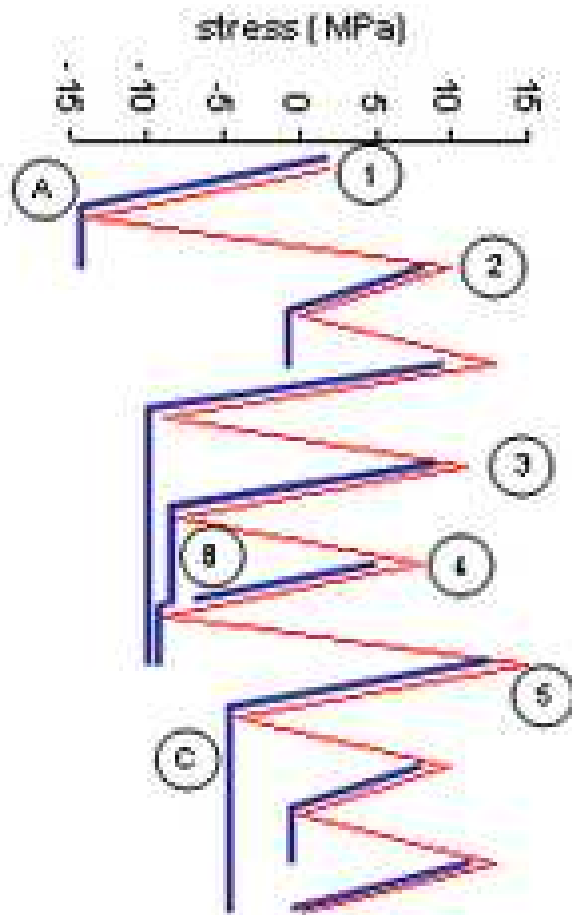


Figure 1.10 Comptage de cycles - Méthode de la goutte d'eau. Source: Domaine publique

3.2.1. Détail critique à identifier

L'évaluation de vie résiduelle est un processus très compliqué. Tous les éléments du pont interviennent dans la durée de vie du fait qu'il faut considérer l'état de tous les éléments du pont. Cependant, une analyse simplifiée est l'étude d'un détail critique.

Chaque structure est caractérisée par certains points où les contraintes atteignent un niveau plus haut que dans le reste. Dans ces éléments est plus probable que l'endommagement ait lieu. Une analyse préliminaire est indispensable vis-à-vis d'une bonne réussite du projet.

Dans certains cas, il est disponible des fiches d'inspections. Ces rapports permettent d'apercevoir les zones plus susceptibles d'être endommagées. D'outre, les travaux d'entretien et renforcement de la structure produisent des modifications non

négligeables pour le comportement de la structure (croissance de la rigidité de certains éléments, majeure résistance, etc.).

Pour obtenir cette information, un modèle pertinent de la structure est nécessaire. Il existe un vaste catalogue de logiciels de calcul de structure : Robot, ANSYS, RM bridge, ST1, Catia, etc. Chacun a ses pour et ses contre, et le responsable de l'évaluation de la vie résiduelle doit faire le choix de logiciel. Cela peut produire un biais entre les différents résultats.

3.2.2. Ligne d'influence

La ligne d'influence est la courbe qui montre les efforts ou déplacement sur un point fixé pour le chargement d'une force unitaire sur l'axe de la voie. Il existe donc une ligne d'influence pour chaque point de la structure. L'axe des ordonnées montre le déplacement ou l'effort normal, tranchant ou fléchissant et l'axe des abscisses la position de la charge sur l'axe de la voie. Dans le cas d'un pont à plusieurs voies, il existe des lignes d'influence associées à un point. L'analyse de ces lignes détermine la position du chargement le plus défavorable.

La plupart des logiciels de calcul des structures réalise sa tâche de manière automatisée après l'application d'un chargement mobile. La ligne d'influence permet aussi obtenir les enveloppes des chargements et combinaisons, c'est-à-dire, les contraintes maximales et minimales quand le train circule sur le pont.

Le calcul à la fatigue demande de réaliser des centaines de chargements sur les voies simulant le trafic. Il existe plusieurs méthodes pour simplifier les calculs.

- Si les lignes d'influences sont linéaires entre elles, il existe un coefficient de répartition transversal qui relie le chargement sur une voie ou la ligne centrale au reste. Alors tout le trafic est modélisé sur un axe et les différents coefficients de répartition sont appliqués.
- Si les lignes d'influence ne sont pas linéaires entre elles, il faut charger chaque voie de manière indépendante.

3.2.3. Historique du trafic

Le phénomène de la fatigue désigne la dégradation progressive des structures soumises à des sollicitations fluctuantes et répétées. Le type de sollicitation plus étudiée dans ce domaine sont les charges de trafic. Depuis sa construction, les chargements ont évolué dès les premiers trains tirés par des locomotives à vapeur jusqu'aux performants TGV. La charge par essieu actuel est trois fois plus lourde que celle de conception des premiers ponts.

Aujourd'hui il est faisable de trouver toutes les données du trafic. Cependant, sur certaines lignes, l'historique est introuvable ou des éléments sont ambigus. En raison de cette problématique, il faut estimer le trafic de la façon la plus réaliste possible, prenant en compte le biais du trafic dans une même année.

Des problèmes sur des lignes proches peuvent produire une augmentation éventuelle du trafic, ou bien le transport de marchandises surchargée. De plus, un certain degré d'incertitude est toujours présent en conséquence de l'approche probabiliste réalisée.

La typologie de trains est énorme. Chaque pays dispose d'une gamme de trains en fonction des nécessités de transports. Même pour un train le chargement est différent car les charges d'exploitation sont variables en fonction des voyageurs. Ces chargements aléatoires sont compliqués à traiter. A niveau français, le SETRA dispose d'un guide avec une gamme de trains types (cf. Annexe 3) qu'on utilise pour la modélisation du trafic.

3.2.4. Historique des sollicitations

Les différents passages de trains génèrent un ensemble de sollicitations à l'élément étudié. Un historique des sollicitations est obtenu. Chaque élément de la structure est caractérisé par un historique différent. Pour cette raison, l'endommagement est différent à chaque détail.

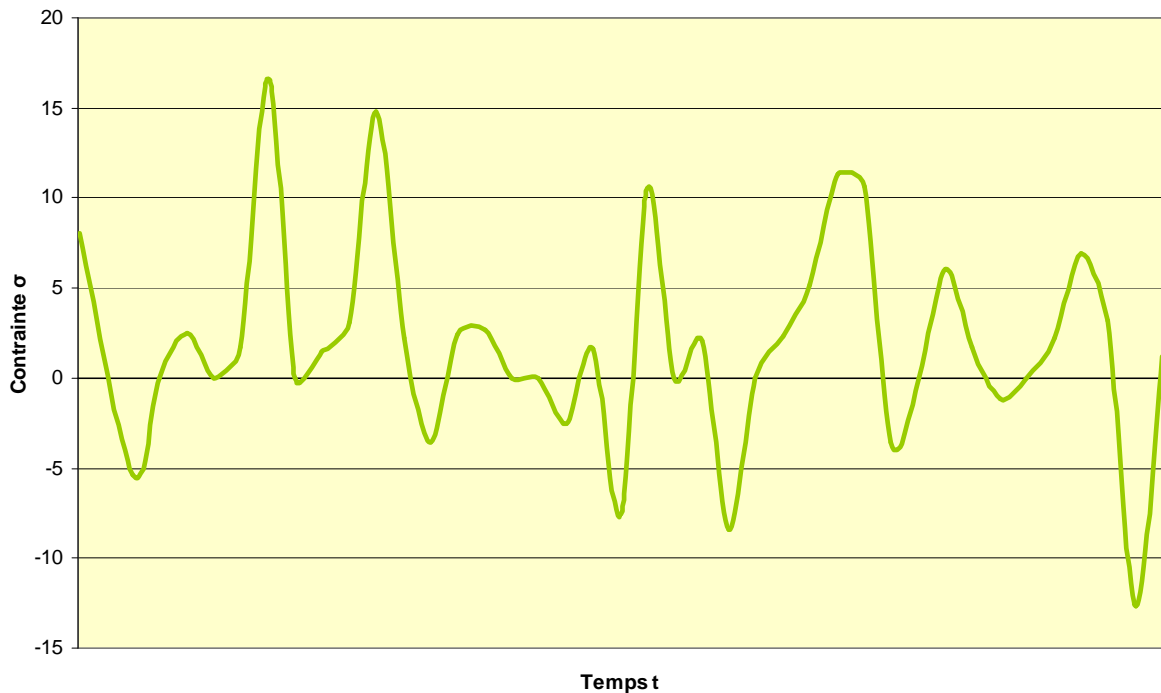


Figure 1.11. Exemple d'historique des contraintes. Source : Élaboration propre

Dans un cas réel, les sollicitations sont obtenues par moyen d'un enregistrement pendant une période fixe de temps. Après cela, il faut comparer le modèle réel et le modèle numérique pour vérifier l'écartement entre les résultats.

Ensuite, l'historique des contraintes doit être traité avec la méthode la goûte d'eau. Cette méthode permet de comptabiliser les cycles complets de contraintes. Pour une étendue de contraintes $\Delta\sigma_i$, le nombre de cycles es n_i .

Les courbes S-N de Wöhler permettent d'obtenir la relation entre une étendue de contraintes $\Delta\sigma$ et le nombre de cycles N de la limite de fatigue. Ces données permettent obtenir le calcul de dommage selon la règle de Palmgren – Miner.

$$D = \sum_{i=1}^k \frac{n_i}{N_i} \quad \text{d'où } 1/N_i \text{ est le dommage élémentaire}$$

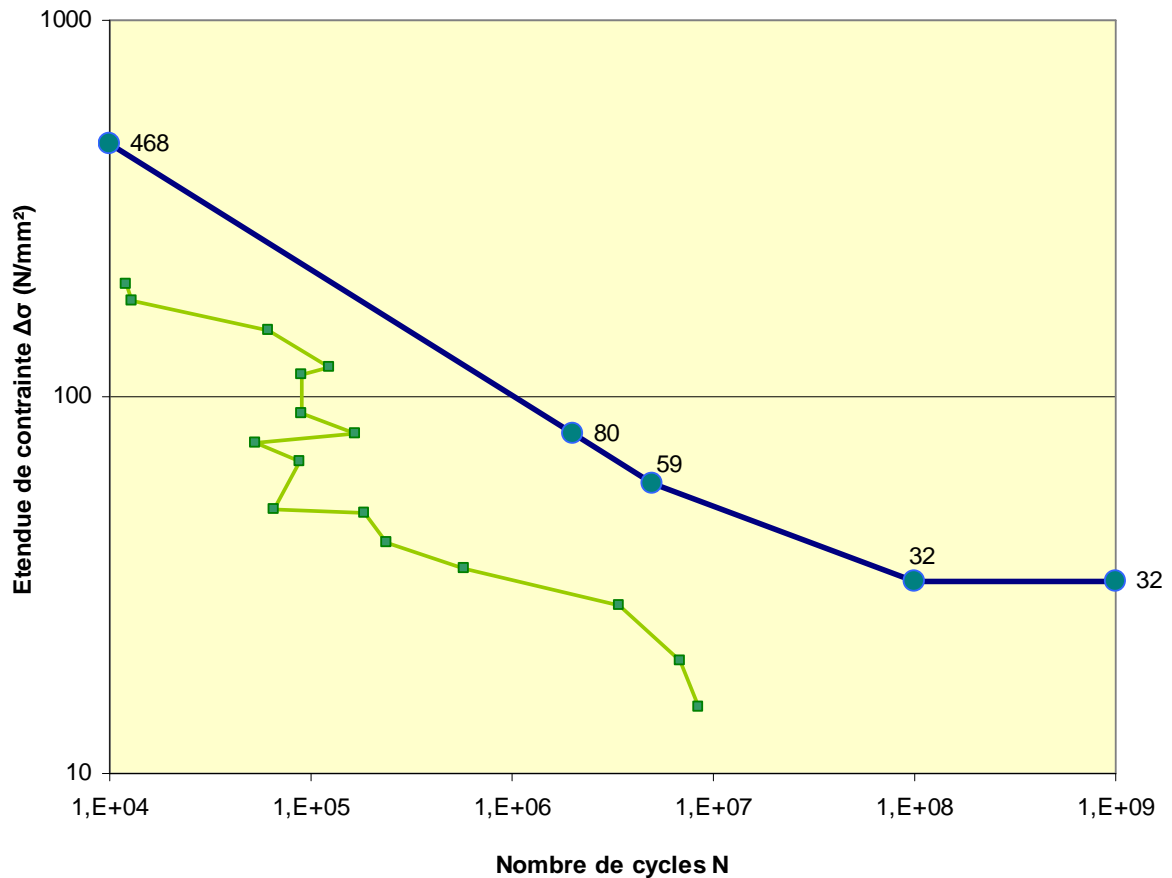


Figure 1.12. Exemple de comptage de cycles et rapport à la courbe S-N.

Source : Élaboration propre

Le coefficient de dommage est calculé année par année. Cela permet de modifier la formule précédente est trouver l'évolution du dommage pendant toute la vie de l'ouvrage.

$$D_j = \sum_{i=1}^k \sum_{j=T_D}^{T_A} n_{i,j} \cdot \frac{1}{N_i}$$

dont, $n_{i,j}$ est le nombre de cycles d'étendue de contrainte $\Delta\sigma_i$ pendant l'année j .

T_D est l'an de construction, T_A est l'an actuel.

En conclusion, l'inverse du coefficient de dommage exprime un temps indéterminé :

$$T = \frac{1}{D}$$

La vie résiduelle est : $T_{résiduelle} = T - \text{âge}$

APPLICATION DE LA MÉTHODE

4.1. Pont du fort de la Briche

Le pont-rail du fort de la Briche a été construit en 1935. Le pont est situé dans la région Paris-Nord sur la ligne n° 330.000 de Saint-Denis à Dieppe, exactement au Km 7,106 (dans la commune de Saint-Denis). Il franchit la route n° 3 avec un biais de 45°. La portée de l'ouvrage est de 32,4 m et ses quatre voies reposent sur une structure de 21 m de largeur (Fig 4.1).

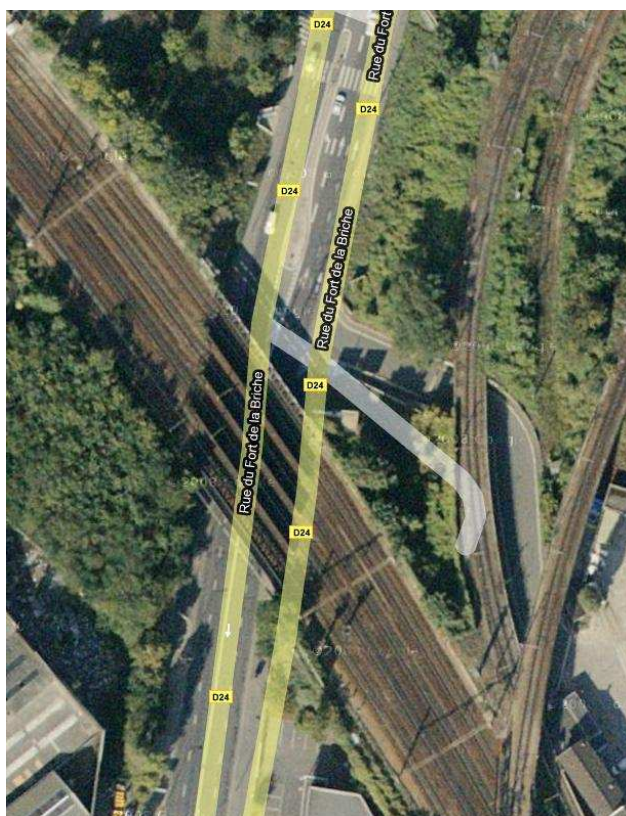


Figure 1.13. Vue aérienne du pont. Source: Google Maps

Les voies sont nommées en fonction de la destination des trains :

- Deux voies en direction hors Paris, notées DM (Départ Montsoul) et DV (Départ Valmondois),

- Deux voies en direction Paris, notées RM (Retour Montsoult) et RV (Retour Valmondois).

La vitesse maximale sur les voies est de 100 km/h, sauf pour la voie RV (120 km/h).

Chaque voie est fixée sur des longerons directement, sans la mise en place du ballast sous les voies pour distribuer les contraintes. Les longerons sont reliés aux pièces de ponts transversales qui descendent la charge vers les poutres principales. Ces poutres transmettent les efforts verticaux vers les appuis. Elles sont à treilles en rive et à âmes pleines en partie centrale. Une tôle de platelage pour la maintenance et l'entretien des voies est sur les longerons. Un contreventement inférieur en croix renforce de manière faible le pont.

Les figures suivantes (Fig 4.2 – 4.6) permettent apprécier la géométrie du pont.



Figure 1.14. Vue Nord du pont. Source : Google Maps



Figure 1.15 Vue Nord du pont. Source : Google Maps

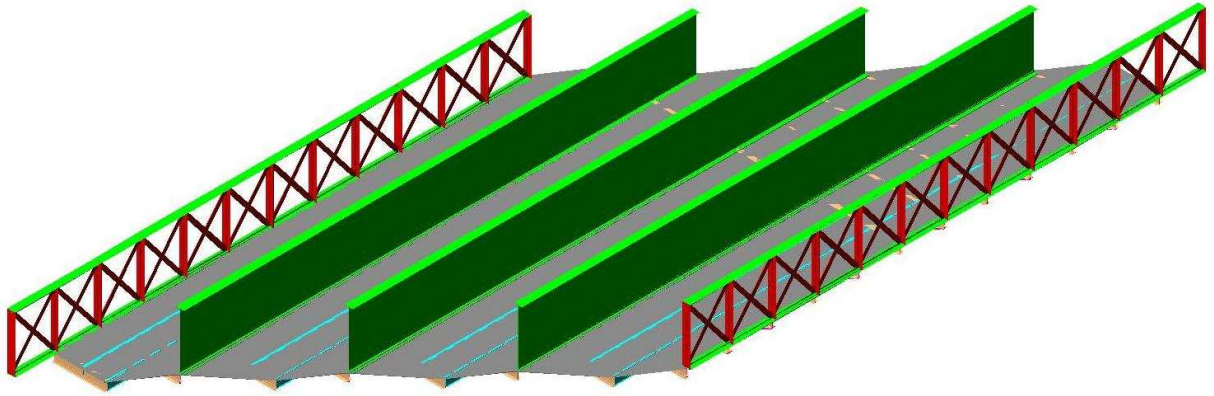


Figure 1.16 Modèle 3D du pont (vue supérieure). Source: Élaboration propre

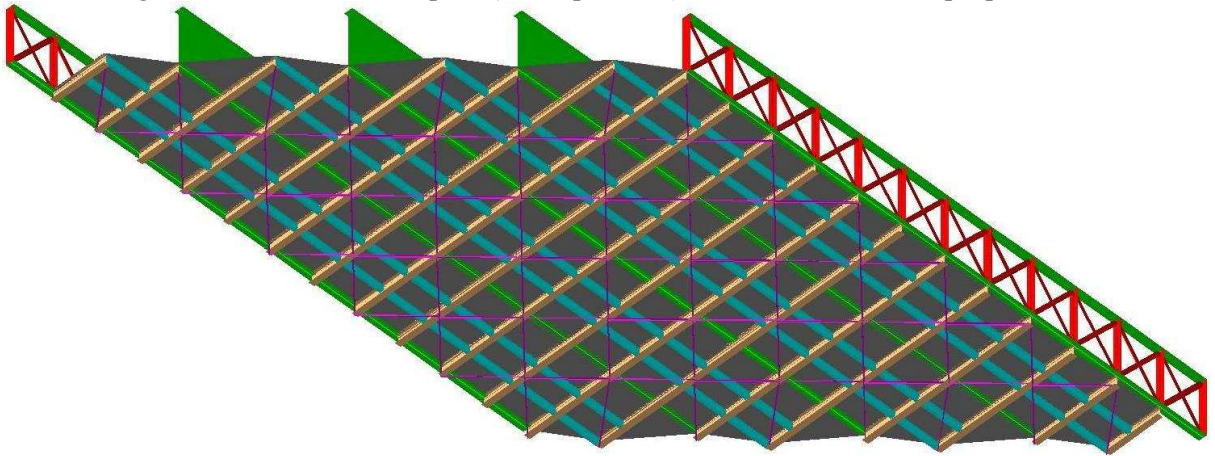


Figure 1.17 Modèle 3D du pont (vue inférieure. Source: Élaboration propre)

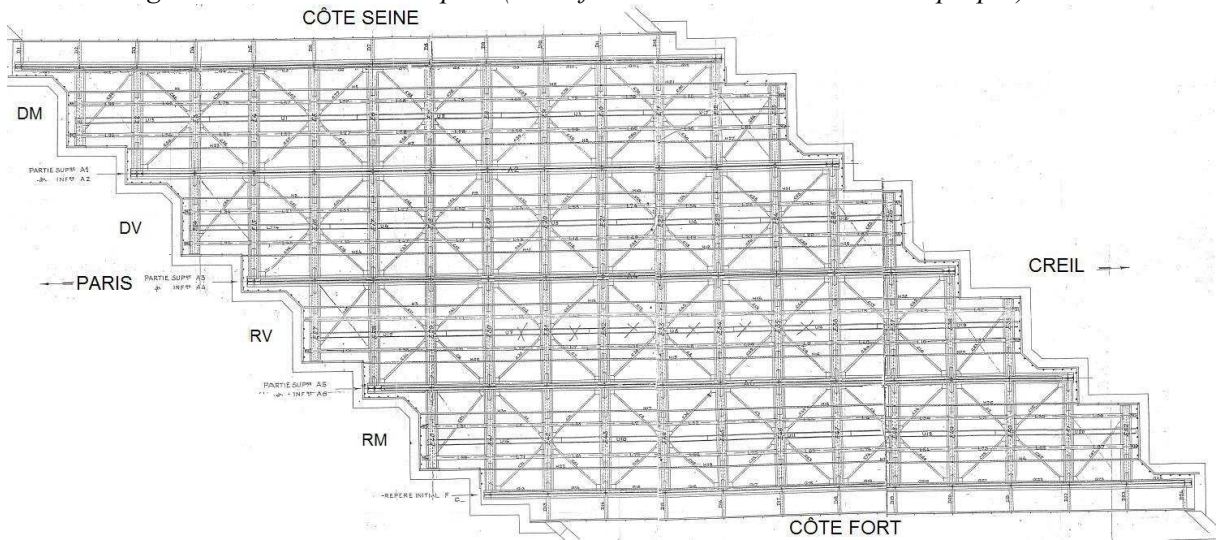


Figure 1.18 Vue générale de la structure. Source: SNCF

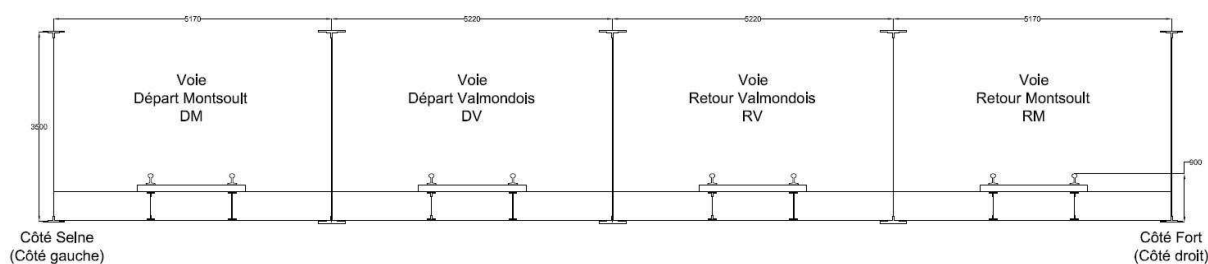


Figure 1.19 Coupe transversale du pont. Source: Élaboration propre

4.1.1. Caractéristiques géométriques

Après la présentation générale du pont-rail nous allons décrire l'ensemble des éléments du pont. Une des principales contraintes des anciens ponts métalliques est la différence qualitative des plans par rapport aux actuels. Le niveau de détail est inférieur aux actuels des plans tandis que certains éléments sont plus complexes, plus exactement les assemblages, les poutres et la disposition des rivets. Le pont du Fort de la Briche est caractérisé par des éléments rivetés, mêmes les poutres principales. Les détails de ces assemblages élémentaires ne sont pas définis. D'un autre côté, les plans sont assez imprécis et il faut s'accrocher sur les dossiers des enquêtes précédentes.

La structure du pont est composée de cinq poutres principales, des pièces de pont, des longerons, des éléments de contreventement inférieur et une tôle métallique mince. Deux pistes latérales pour l'entretien du pont sont liées au tablier par encorbellement.

Les poutres principales sont de deux types différents. Les trois poutres intérieures sont des poutres à âme pleine (tableau 4.2). Par contre, les deux poutres de rive sont des poutres en treillis (tableau 4.3). L'écartement entre les poutres intérieures est de 5200 mm tandis qu'entre les autres est de 5170 mm. La longueur de chaque élément est de 2700 mm, soit 32 400 mm entre les appuis.

| Poutres principales intérieures | |
|---------------------------------|-------------------------------|
| Hauteur hors cornières | 3 500 mm |
| Âmes | 3500 x 11 mm |
| Cornières membrures | 100 x 100 x 10 mm |
| Semelles | 500 x 10 mm (de 1 à 4 tables) |

Tableau 1.2 Caractéristiques géométriques des poutres principales intérieures

| Poutres principales de rives | |
|------------------------------|-------------------------------|
| Hauteur hors cornières | 3500 mm |
| Âmes | Profilés en 250 x 10 mm |
| Cornières membrures | 100 x 100 x 10 mm |
| Semelles | 400 x 10 mm (de 1 à 2 tables) |

Tableau 1.3 Caractéristiques géométriques des poutres principales de rives

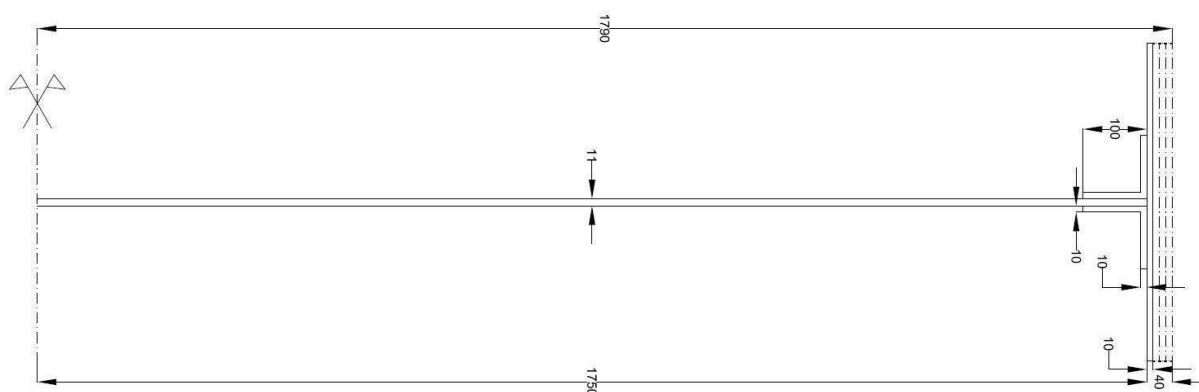


Figure 1.20 Détail d'une poutre principale

Les longerons sont les éléments structuraux qui se trouvent au-dessous des voies et ils transmettent les efforts vers les poutres principales à travers des pièces de pont. Des pièces de pont tronquées sont situées aux extrémités et transmettre une partie des charges aux plaques d'appui secondaires.

| Longerons | |
|---------------------------------|-----------------------------------|
| Portée | 2700 mm |
| Espacement | 1514 mm |
| Hauteur hors cornières | 492 mm |
| Semelles | Non |
| Âmes | 492 x 7 mm |
| Cornières membrures | 70 x 70 x 7 mm |
| Plat de continuité | Inférieur uniquement |
| Attaches sur les pièces de pont | Cornières montantes de 80x80x8 mm |

Tableau 1.4 Caractéristiques géométriques des longerons

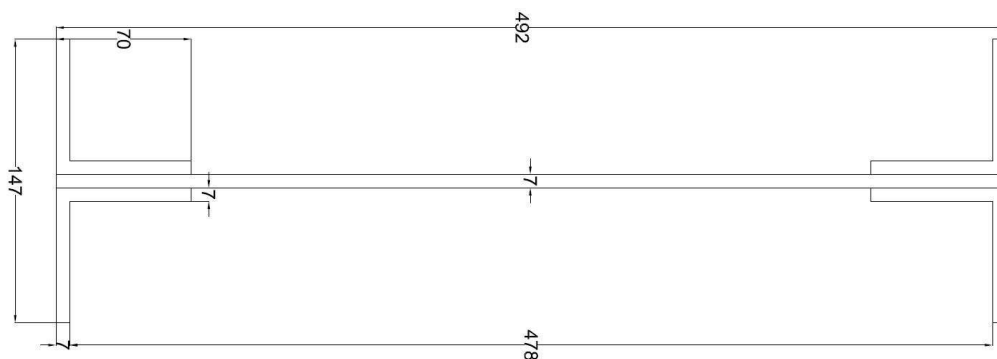


Figure 1.21 Détail du longeron

| Pièces de pont | |
|-----------------------------------|--|
| Portée | 5170 mm (voies extérieures) 5220 (voies intérieures) 3300 mm (pièces tronquées sur appuis) |
| Hauteur hors cornières | 500 mm |
| Semelles | 350 x 11 mm |
| Ames | 500 x 8 mm |
| Cornières membrures | 90 x 90 x 10 mm |
| Attaches sur la poutre principale | Gousset supérieur |

Tableau 1.5 Caractéristiques géométriques des pièces de pont

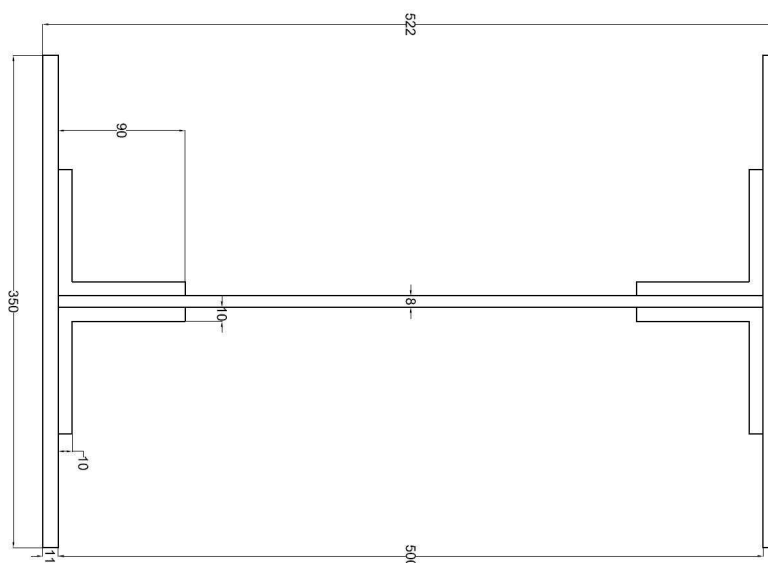


Figure 1.22 Détail de la pièce de pont

Les derniers éléments sont les cornières de contreventement inférieur et la tôle métallique. Les cornières sont formées une construction en croix de St André sur deux pièces de pont. Ces éléments résistent aux possibles efforts transversaux comme le vent ou un possible séisme.

| Contreventement inférieur | |
|--------------------------------------|-----------------------------|
| Section | Cornières de 70 x 70 x 7 mm |
| Attaches sur les poutres principales | Goussets horizontaux |

Tableau 1.6 Caractéristiques géométriques du contreventement

La tôle métallique est caractérisée par une épaisseur d'11 mm. Elle rend possible les inspections sur place des éléments d'accrochage entre la voie et les longerons. Elle n'intervient pas à la résistance de la structure.

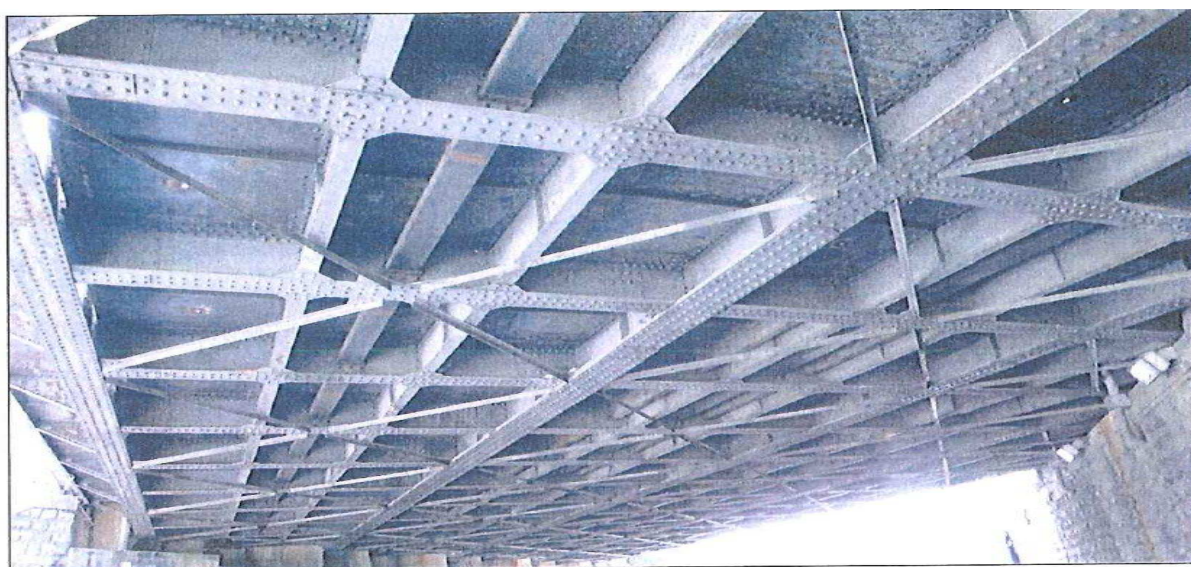


Figure 1.23 Vue inférieur de la structure

Une vue de la structure portante des longerons et des entretoises est observable à la figure 4.11. Les cornières de contreventement sont aussi appréciées ainsi que la tôle de platelage.

Finalement, une caractéristique importante est la distribution des appuis. Le nombre total d'appuis est de 18 : deux appuis pour chaque poutre principale et un appui situé sous l'assemblage d'une pièce de pont tronquée et un longeron. Cette disposition (fig. 4.12), engendre une descente de charge directe des voies sur l'appui au niveau des appuis intermédiaires.

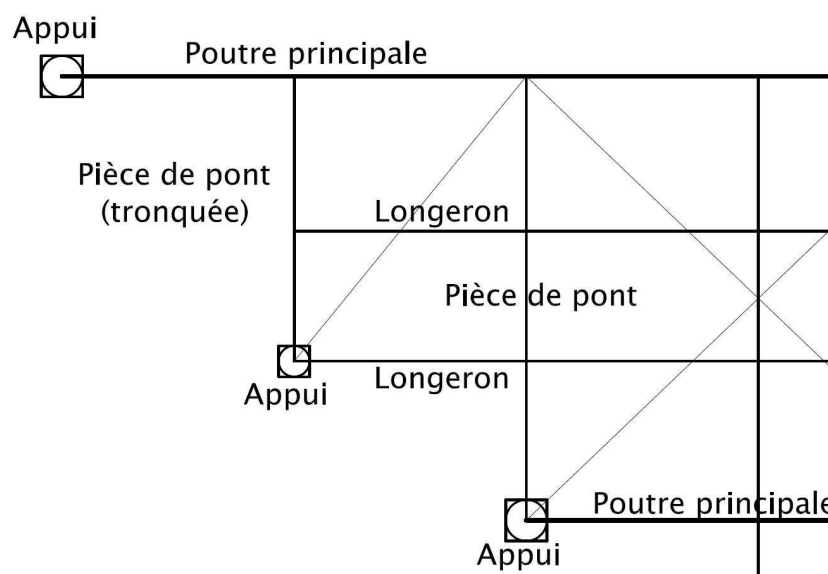


Figure 1.24 Détail des appuis

4.1.2. Caractéristiques mécaniques

Suite à la description générale des caractéristiques géométriques, nous pouvons calculer les principales caractéristiques mécaniques qui interviennent dans la résistance de la structure. Les caractéristiques les plus importantes sont l'inertie et la section de chaque élément.

Premièrement, les différents éléments sont composés d'âmes et semelles attachées par des cornières et des rivets. Nous avons constaté que la géométrie de certains éléments n'est pas bien précisée. La position et l'espacement des rivets dans assemblages et des poutres sont indéfinis. Actuellement ces éléments sont des profilés laminés pour les pièces de pont et longerons ou de PRS pour les poutres à âmes pleines d'une hauteur considérable. Nous avons considéré des sections homogènes et uniformes, négligeant l'effet des assemblages rivetés.

D'un autre côté, les assemblages de l'époque ont été conçus selon des critères différents. Le comportement des rivets est assez proche à celui des boulons, mais les caractéristiques mécaniques sont éloignées de l'acier actuel. Par la suite, les attaches aux assemblages ne sont pas modélisées. Les cornières d'attache et les goussets sont négligés car St1 est un logiciel à barres et il ne permet pas telle degré de précision. De plus, sa contribution sur l'ensemble de la structure est relativement petite si on la compare avec celle d'un longeron ou une pièce de pont. Néanmoins, les cornières sont considérées pour le calcul des inerties.

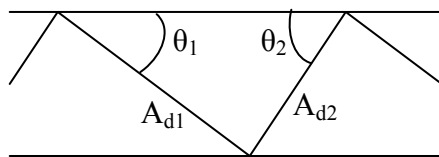
En outre, les poutres à âme pleine sont décomposées par des poutres en treillis. Dans les poutres à âme pleine raidie, les efforts du moment fléchissant n'interviennent pas à niveau de l'âme. Ces éléments résistent principalement les efforts de cisaillement tandis que les efforts fléchissant sont transmis par les semelles des poutres.

À niveau nationale français, les Règles de Calcul des Constructions en acier de 1966 (cf. CM 66, p.269) permettent convertir une poutre à treillis vers une poutre à âme pleine. On va supposer que le sens inverse est valable. Ce processus oblige de réaliser deux hypothèses assez contraignantes :

- Les treillis simples résistent à la compression.
- Les poutres en treillis existantes et les équivalentes ont les mêmes caractéristiques.

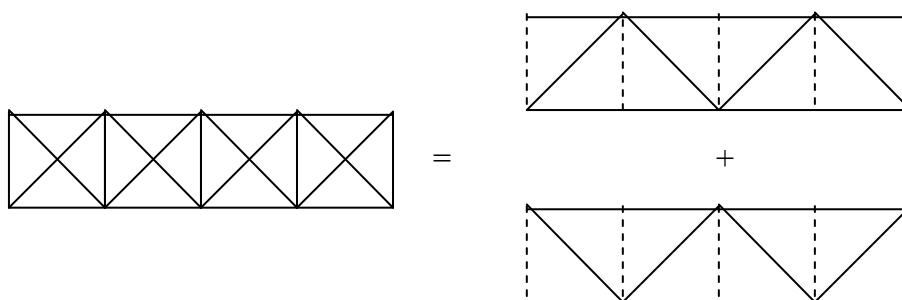
La formule est la suivante :

$$\frac{1}{A_{\text{âme}}} = \frac{0,385}{\cot \theta_1 + \cot \theta_2} \left(\frac{1}{A_{d1} \sin^2 \theta_1} + \frac{1}{A_{d2} \sin^2 \theta_2} \right)$$



Le fascicule cité précédemment permet aussi de décomposer les treillis multiples en treillis simples puis obtenir la poutre à âme pleine équivalente. Deux situations sont possibles : soit les diagonales résistent à la compression, soit ils ne résistent pas. Dans le premier cas, le treillis est décomposé en deux poutres en V symétrique et dans le deuxième en deux poutres en N.

$$A_d = \frac{0,385 \cdot A_{\text{âme}}}{\cos \theta \cdot \sin^2 \theta} \quad \text{dont } \theta = \arctan \frac{h_{\text{poutre}}}{l_{\text{poutre}}}$$



Après obtenir la section, on suppose la même épaisseur que pour les poutres à âme pleine, donc une épaisseur d'11 mm. La largeur des poutres en treillis est déterminée par la suite.

$$A_{\text{âme}} = 18\,150 \text{ mm}^2$$

$$A_{\text{diagonale}} = 18\,421 \text{ mm}^2$$

$$\text{Largeur} = 1674 \text{ mm}$$

Il reste encore définir les caractéristiques des membrures et des montants. Les caractéristiques des membrures varient parce que le nombre de semelles est différent en fonction des sollicitations. À mi-travée les poutres à âme disposent de 4 semelles (2 semelles pour les poutres à treillis) tandis que sur les appuis seulement une. Pour les montants on les suppose des mêmes caractéristiques que les diagonales.

| Élément | A (m ²) | I _y (m ⁴) | I _z (m ⁴) | I _x (m ⁴) |
|-------------------------------------|----------------------|----------------------------------|----------------------------------|----------------------------------|
| Pièce de pont | $1,85 \cdot 10^{-2}$ | $9,32 \cdot 10^{-4}$ | $9,00 \cdot 10^{-5}$ | $1,02 \cdot 10^{-3}$ |
| Longeron | $7,17 \cdot 10^{-3}$ | $2,31 \cdot 10^{-4}$ | $3,81 \cdot 10^{-6}$ | $2,35 \cdot 10^{-4}$ |
| Contreventement | $9,31 \cdot 10^{-4}$ | $4,32 \cdot 10^{-7}$ | $4,32 \cdot 10^{-7}$ | $8,64 \cdot 10^{-7}$ |
| Diagonale | $1,84 \cdot 10^{-2}$ | $4,31 \cdot 10^{-3}$ | $1,86 \cdot 10^{-7}$ | $4,1 \cdot 10^{-3}$ |
| Montant | $1,84 \cdot 10^{-2}$ | $4,31 \cdot 10^{-3}$ | $1,86 \cdot 10^{-7}$ | $4,1 \cdot 10^{-3}$ |
| Membrane poutre à treillis | | | | |
| Semelle x1 | 0,0025 | $1,30 \cdot 10^{-5}$ | $2,08 \cdot 10^{-8}$ | $1,30 \cdot 10^{-5}$ |
| Semelle x2 | 0,0103 | $4,33 \cdot 10^{-5}$ | $6,12 \cdot 10^{-5}$ | $1,05 \cdot 10^{-4}$ |
| Membrane poutre à âme pleine | | | | |
| Semelle x1 | 0,011 | $2,78 \cdot 10^{-5}$ | $1,12 \cdot 10^{-4}$ | $1,4 \cdot 10^{-4}$ |
| Semelle x2 | 0,016 | $3,41 \cdot 10^{-5}$ | $2,16 \cdot 10^{-4}$ | $2,50 \cdot 10^{-4}$ |
| Semelle x3 | 0,021 | $4,00 \cdot 10^{-5}$ | $3,25 \cdot 10^{-4}$ | $3,60 \cdot 10^{-4}$ |
| Semelle x4 | 0,026 | $4,65 \cdot 10^{-5}$ | $4,25 \cdot 10^{-4}$ | $4,71 \cdot 10^{-4}$ |

Tableau 1.7 Caractéristiques mécaniques des éléments

4.2. Modèle

Un point important pour la modélisation est le choix du logiciel de calcul. La gamme de logiciels est très étendue aujourd'hui et il existe des logiciels simples et robustes qui permettent d'obtenir des résultats corrects. Il existe aussi une gamme de logiciels beaucoup plus performants, comme pour exemple ANSYS. Le pont est modélisé sur St1. Il s'agit d'un logiciel calculeur de structures à barres tridimensionnelles développé par le SETRA (Service d'études sur les transports, les routes et leurs aménagements). Ce logiciel est utilisé pour le calcul de toute la typologie de ponts.

Les caractéristiques définies auparavant sont utilisées dorénavant pour tous les calculs.

Les voies sont définies selon sa destination :

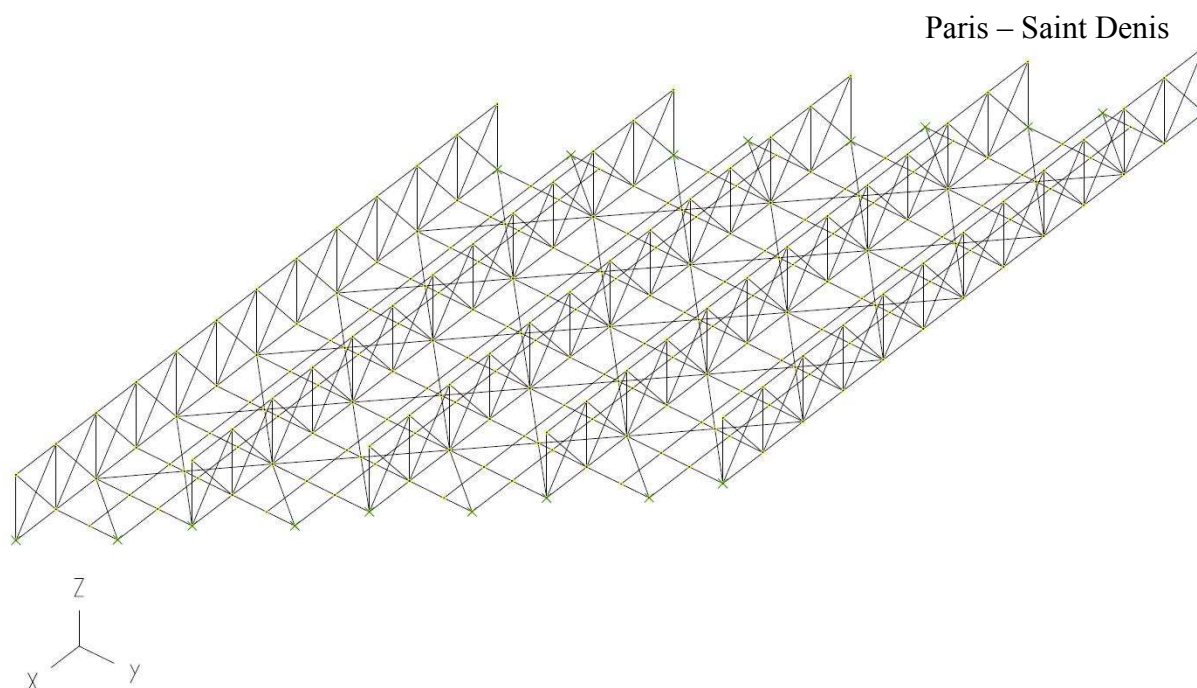


Figure 1.25. Schéma du pont sur ST1

DM : Départ Montsourt

DV : Départ Valmondois

RV : Retour Valmondois

RM : Retour Montsourt

4.2.1. État de l'ouvrage d'art

À partir des enquêtes réalisées par l'équipe de la SNCF, il est possible d'évaluer l'état actuel du pont. Cela permet d'identifier le détail ou les détails critiques plus endommagés pendant la vie de l'ouvrage.

D'abord il faut obtenir l'historique de l'ensemble des endommagements et les opérations de maintenance réalisés pour réparer les défauts. La SNCF a réalisé plusieurs travaux pour allonger la vie du pont.

Nous disposons de différents comptes rendus de visite. Ces documents permettent d'obtenir une vision globale de l'évolution du pont. Les derniers visités ont indiqué un changement de l'ouvrage vers 2010 prenant compte de l'état du pont vis-à-vis des fractures et la corrosion.

Depuis sa construction en 1935, de nombreuses réparations ont été effectuées.

| Année | Tâche |
|-------|---|
| 1970 | Renforcement métallique et couche de peinture |
| 1974 | Renforcement des attaches de voie |
| 1975 | Remplacement de goussets sous voie DM |
| 1997 | Remplacement d'une pièce de pont et d'un longeron |
| 1998 | Remplacement des appareils d'appui |

Tableau 1.8 Liste des travaux réalisés

Le dernier rapport de visite date de 2008. Il rassemble les principaux défauts observés dans tous les rapports antérieurs. Le principal problème est le biais du pont par rapport à la route et l'important niveau d'hyperstaticité dans la direction horizontale. Les déplacements sont empêchés et engendrent une augmentation des contraintes (il y a une absence de dilatation transversale).

Les appuis conçus à l'époque sont aujourd'hui hors utilisation. Il existe un appui dans chaque extrémité des poutres principales et à la fin des pièces de pont tronquée (Fig. 4.12)

4.3. Détail

La structure est assez complexe et la quantité de barres est non négligeable. Pour avoir la précision suffisant, il faudrait étudier tous les éléments selon les efforts principaux.

D'outre, les zones d'assemblage présentent des effets locaux. Ces petites perturbations sont compliquées d'analyser selon un logiciel à barres. Un modèle selon des éléments finis est requis pour avoir une précision supérieure et des résultats plus pertinents, et la méthode de calcul serait aussi différente.

Néanmoins, il est indispensable de choisir un détail pour appliquer le processus défini pendant ce projet, et vérifier la méthode développée.

Le point d'étude est la membrure inférieure en mi-travée de la poutre principale côté Saint- Denis. L'élément est d'une analyse simple et il n'y a pas des effets locaux. Il s'agit d'un point assez critique comme les résultats montreront.

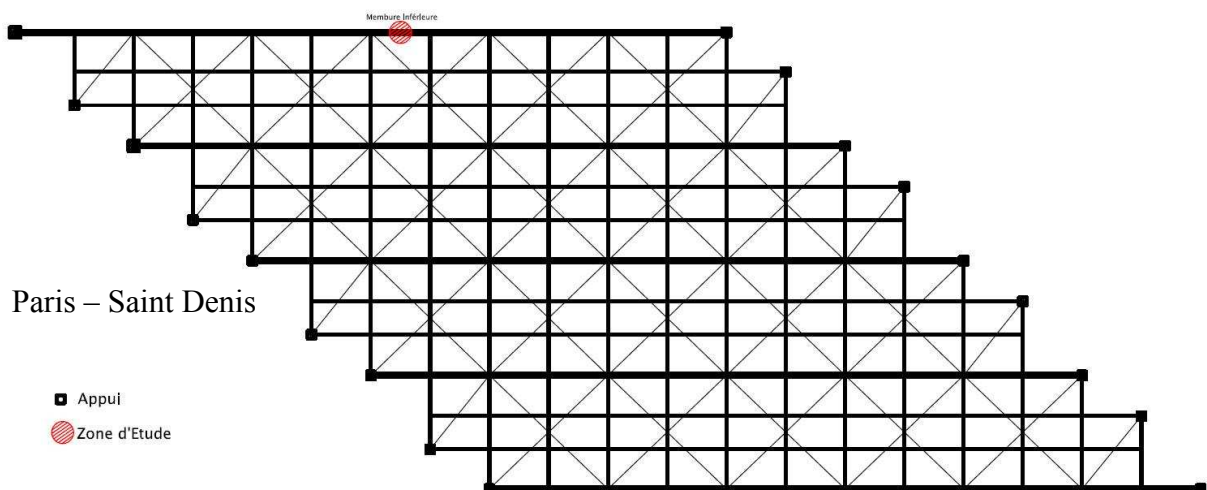


Figure 1.26 Situation sur l'ensemble de la zone d'étude.

Cet élément est composé par une semelle inférieure de 20 mm d'épaisseur plus deux cornières pour créer la poutre avec l'âme de 250 mm d'hauteur (Fig. 4.15)

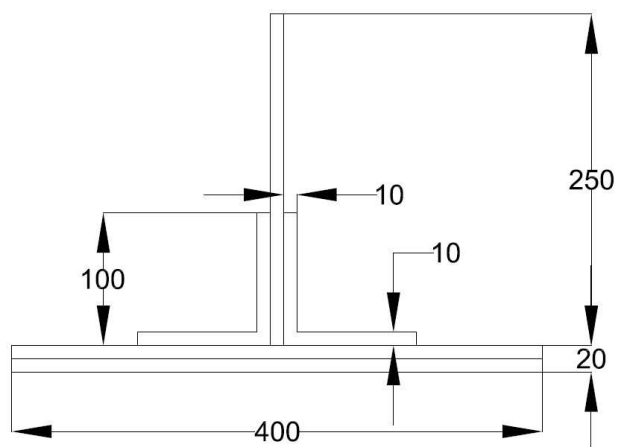


Figure 1.27 Détail de l'élément à analyser (en mm).

Chapitre 5

ÉTUDE DANS LE TEMPS DE L'ENDOMMAGEMENT

5.1. Analyse selon les Eurocodes

Dans cette première partie du chapitre, on évalue la résistance à la fatigue des éléments du pont. Pour cela, nous allons charger le pont selon le modèle de charges LM 71 (EN 1991-2 § 6.3.2). [Fig 3.1]

5.1.1. Calcul des coefficients

Les coefficients de vérification sont obtenus en fonction du type d'ouvrage, l'élément d'étude, le type de trafic, la durée de vie du pont, etc. Par la suite, on va obtenir les valeurs des coefficients d'impact dynamique et d'équivalence de dommage.

Le coefficient dynamique Φ_2 majore les effets statiques dus aux modèles 71, SW/0 et SW/2. Pour la vérification, on considère que la voie est soigneusement entretenue. Alors le coefficient est égal à :

$$\Phi_2 = \frac{1,44}{\sqrt{L_\Phi} - 0,2} + 0,82 \quad , \text{ avec : } 1,00 \leq \Phi_2 \leq 1,67$$

dont L_Φ est la longueur déterminante. Cette longueur pour la poutre principale est égale à 32,4 m. Le coefficient dynamique est de 1,08.

Le coefficient d'équivalence de dommage λ est le résultat de multiplier quatre facteurs $\lambda_1, \lambda_2, \lambda_3, \lambda_4$. Tous les paramètres ont une influence remarquable vis-à-vis de la vérification.

D'abord il faut déterminer la valeur λ_{\max} . Cette limite supérieure pour le moment à mi-portée pour les ponts ferroviaire est fixé à 2,00.

La valeur λ_1 est une fonction du type de trafic que l'ouvrage supporte. Lorsque le trafic est plus lourd, le coefficient est plus grand. Cependant, ces coefficients sont définis pour les nouveaux ponts et sont fixés. Pour le pont du Fort de la Briche et d'autres ponts anciens, le trafic a évolué et les convois de charge n'ont été toujours les mêmes. On va prendre la hypothèse d'un trafic RER (type 9) et pour un pont de travée isostatique la valeur L des tableaux est la portée, donc 32,5 m. La valeur λ_1 est égal à 0,365.

Le deuxième facteur λ_2 est en fonction du volume annuel de circulation. Ici on prend une valeur typique de $25 \cdot 10^6$ t/voie, donc une valeur de λ_2 égale à 1,00.

Le facteur λ_3 est fonction de la durée de vie de calcul de la structure. La durée normale de conception des ouvrages est de 100 ans, soit une valeur de 1,00.

Le dernier paramètre λ_4 corrige l'influence des chargements sur une autre voie et la possibilité de croisement. Le cas plus typique est un pont avec deux voies de circulation et le croisement typique est pris au 12%. Pour le cas étudié, quatre voies existent sur le pont et le calcul de l'étendue de contraintes $\Delta\sigma_{1+2}$ est obtenue comme la combinaison plus défavorable de charger deux voies au même temps. La combinaison plus défavorable est le chargement des voies DM et RM, les deux voies d'extrémité. Le paramètre a est égale à 0,6 et avec une proportion de croisement du 12%, la valeur λ_4 est égale à 0,72.

5.1.2. La classification des assemblages

Finalement, il faut classer les différents éléments selon les critères de l'Eurocode concernant la fatigue (EN 1993-1-9 §).

On considère le détail comme un assemblage à simple recouvrement avec boulons calibrés. Ce type de boulons est peut-être le plus proche aux rivets. Un des principaux problèmes des Eurocodes est le manque d'études vers les rivets, des éléments aujourd'hui abandonnées par les boulons HR et le soudage d'assemblages. La catégorie du détail est de 80, soit $\Delta\sigma_c = 80 \text{ MPa}$.

Une classification récente est proposée par TARAS, A et GREINER, R. Les détails ont été rassemblés selon les efforts appliqués aux assemblages, tandis que les Eurocodes suivent un point de vue de la typologie de boulons utilisés, les techniques de

construction des pièces, etc. Dans cette classification, l'assemblage est plutôt de classe 71MPa. C'est-à-dire, la qualité de l'assemblage est moindre que selon l'application directe des Eurocodes. Une justification de cette diminution de la catégorie de détail peut être associée à la méthode de perçage des trous comme il a été expliqué précédemment.

5.2. Résultats

L'analyse aux Eurocodes permet d'évaluer la résistance à la fatigue appliquant un chargement type qui doit permettre d'analyser l'élément comme si deux millions de cycles sont appliqués sur elle. et

$$\gamma_{Ff} \times \lambda \times \Phi_2 \times \Delta\sigma \leq \frac{\Delta\sigma_c}{\gamma_{Mf}}$$

Les différents coefficients sont rassemblés au tableau ci-dessous.

| Coefficient | Valeur |
|---|---------------------------|
| Facteur de sécurité pour les charges de fatigue γ_{Ff} | 1,0 |
| Facteur de sécurité pour la résistance à la fatigue γ_{Mf} | 1,2 |
| Longueur déterminante L_Φ | 32,4 m |
| Coefficient d'impact dynamique Φ_2 | 1,082 |
| Coefficient du type de trafic λ_1 | 0,365 (Trafic type 9 RER) |
| Coefficient de volume de trafic λ_2 | 1,0 |
| Coefficient de la durée de vie λ_3 | 1,0 |
| Coefficient d'influence des voies λ_4 | 0,72 |
| Coefficient d'équivalence de dommage λ | 0,264 |

| | |
|---|-----------|
| Étendue de la contrainte $\Delta\sigma$ | 218,4 MPa |
| $\gamma_{Ff} \times \lambda \times \Phi_2 \times \Delta\sigma \times \gamma_{Mf}$ | 74,74 MPa |

Tableau 1.9 Coefficient pour vérification selon l'étendue des contraintes

Les deux valeurs à comparer sont $\Delta\sigma_c$ selon les Eurocodes (80 MPa) et selon la classification de TARAS (71 MPa). Selon les Eurocodes, l'assemblage est correct et il reste au-dessous de la limite par un 10 %. Par contre, si la classification de TARAS est utilisé, il est directe que l'assemblage ne vérifié pas les conditions de résistance à la fatigue.

5.3. Analyse du dommage amélioré

Maintenant, la méthode de comptage de cycles est appliqué pour obtenir des résultats pertinents et un peu plus faciles à comprendre l'évolution de l'état du pont. Cette méthode est beaucoup plus précise mais au même temps dépends en grande mesure des conditions initiales et variables qu'il faut prendre pour l'analyse.

5.4. Historique

Cette partie a comme but décrire le trafic des trains qui ont roulé sur le pont du fort de La Briche. Actuellement ce trafic est composé principalement des trains de banlieue de la ligne H. Les principaux types sont les trains automotrices Z6100, Z20500, Z20900 et les trains de wagons VB2B ou rames inox de banlieue et locomotives BB17000. Dans l'avenir, les nouveaux trains automotrices NAT Z50000 vont remplacer les anciens wagons. En conséquence, le modèle de charges sera celui propose par le SETRA pour les trains RER., un modèle proche à la réalité du trafic. (Voir annexe 3).

Type 9 : Rame RER.

$$\Sigma Q = 2960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134,80 \text{ m} \quad q = 22,0 \text{ kN/m}^2.$$

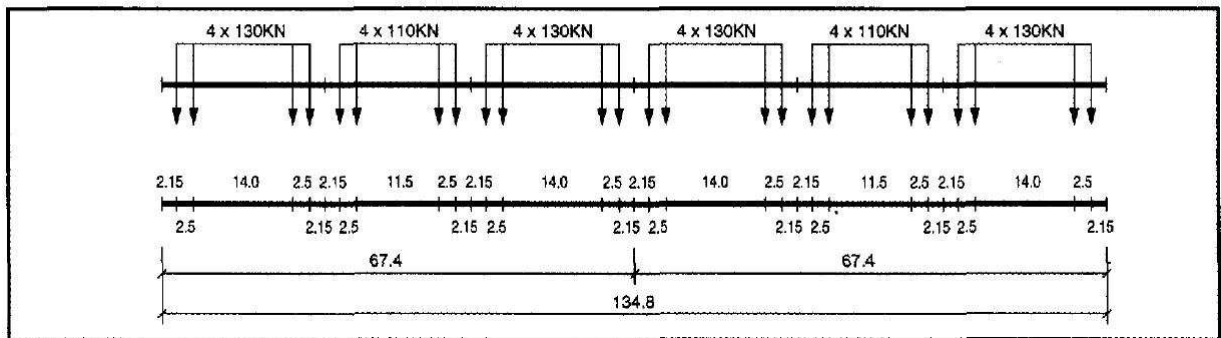


Figure 1.28 Train type 9 du SETRA. Rame RER

Le trafic actuel est vérifié mais au fur et mesure que on s'éloigne dans la vie de l'ouvrage l'actualité, savoir avec très grande précision le trafic est assez incertain. Même pour la SNCF, des périodes restent assez imprécis, notamment entre 1935 et 1945.

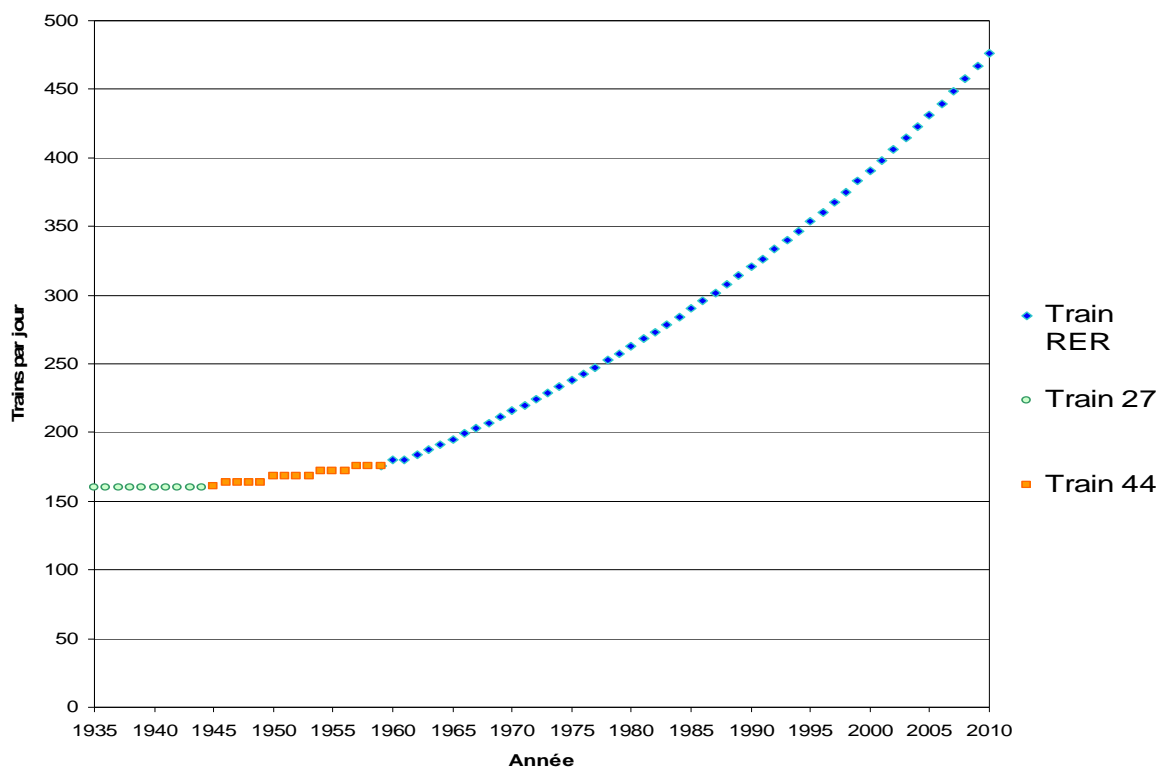


Figure 1.29 Évolution du trafic.

Pour cela, on va créer un historique fictif mais assez cohérent avec la réalité et prenant en compte les différentes normes pendant la vie de l'ouvrage. Une autre caractéristique de cibler le type de train est la limite de vitesse : 100 km/h pour le pont analysé.

Les estimations sont assez complexes. Pour la première période, un trafic constant de 160 trains par jour est pris pour le calcul et le modèle de charges est celui de 1927. Pendant la deuxième période, le trafic augmente légèrement jusqu'à atteindre 176 trains par jour, dont les convois types sont ceux de 1944. Au-delà de 1960, la croissance du trafic est d'un 2% par année jusqu'à arriver au trafic actuel de 476 trains par jour et le continuer jusqu'à la ruine.

Le trafic de marchandises aujourd'hui a une grande influence. Les charges par essieux chaque jour sont plus lourdes et la SNCF essaie d'impulser le transport de fret. Par la suite, le trafic de marchandise est équivalent à un 5% du trafic de type RER.

De plus, le trafic suit une distribution hétérogène pendant la durée de service. Cependant pour simplifier le calcul, le trafic est divisé de façon homogène pendant les 16 heures de service actuel. Cette petite astuce permet de calculer le trafic pour une heure, calculer le dommage sur le pont et après extrapoler pour obtenir le dommage journalier et finalement le dommage annuel.

5.5. Lignes d'influence

Un des principaux résultats pour l'analyse finale sont les lignes d'influence. Pour chaque voie, une ligne d'influence des moments à la section de la membrure inférieure de la poutre principale est obtenue. Il faut remarquer les différentes contributions que chaque chargement produit sur l'élément. La voie 1 (voie DM), la voie plus proche à l'élément, est la qui sollicite plus. Par contre, les autres trois, surtout les voies 3 (voie RV) et 4 (voie RM), ont une influence inférieure, presque négligeable.

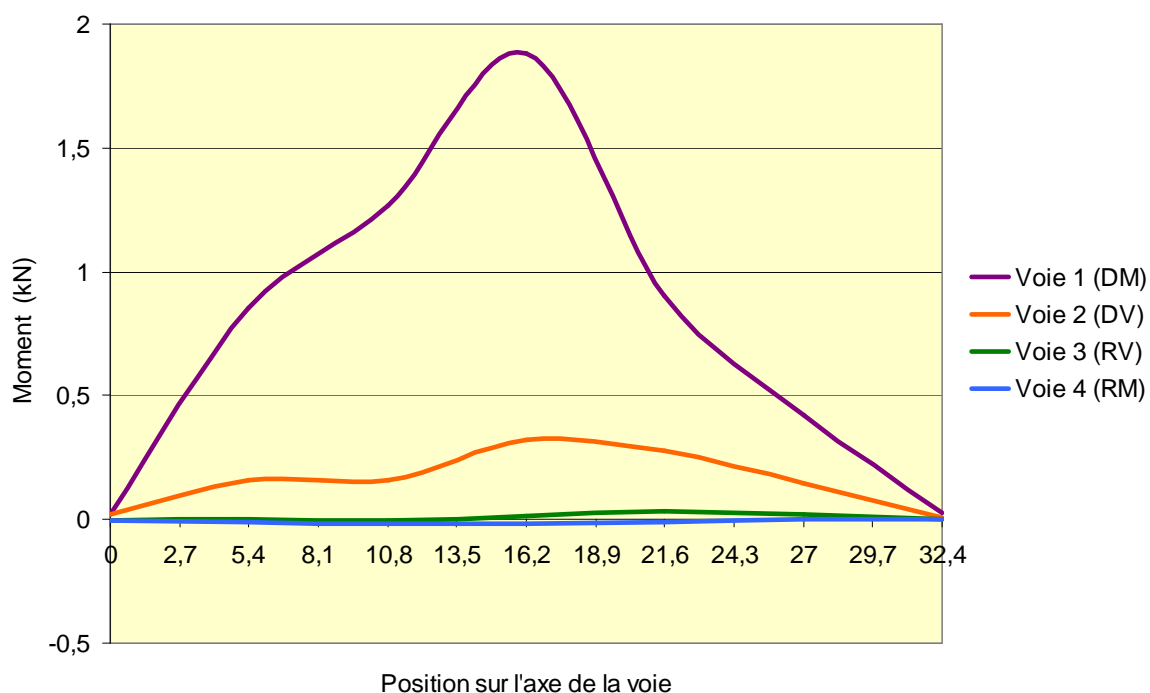


Figure 1.30 Lignes d'influence de la membrure pour une charge de 1 kN.

5.6. Courbes d'endommagement.

Par moyen du logiciel ATLAS (Aid for Traffic Load Analysis of Structures) développé par la SNCF, il est possible de calculer l'historique de contraintes à partir de deux données :

- Les lignes d'influence du moment fléchissant de l'élément à étudier.
- Le trafic par heure.

L'avantage de ATLAS est la possibilité de créer un trafic aléatoire selon une proportion fixe entre les différents types de convois. Après ce trafic est appliqué au pont à partir de la ligne d'influence en lieu d'appliquer tous ces chargements sur le pont. Ensuite, l'historique de contraintes obtenu est traité pour compter le nombre de cycles associé à chaque étendue de contraintes et finalement obtenir le dommage.

L'évolution du trafic est bien définie à la partie antérieure (cf Fig. 5.2). Il serait possible d'avoir un historique beaucoup plus précis. Mais le but est aussi de simuler un trafic réaliste avec le moindre de connaissance pour réaliser une approche rapide et fiable. La figure 5.4 montre l'évolution de l'endommagement D (cf. §3.2.4) Ici, on rappelle que pour $D = 1$ l'élément d'étude est en ruine.

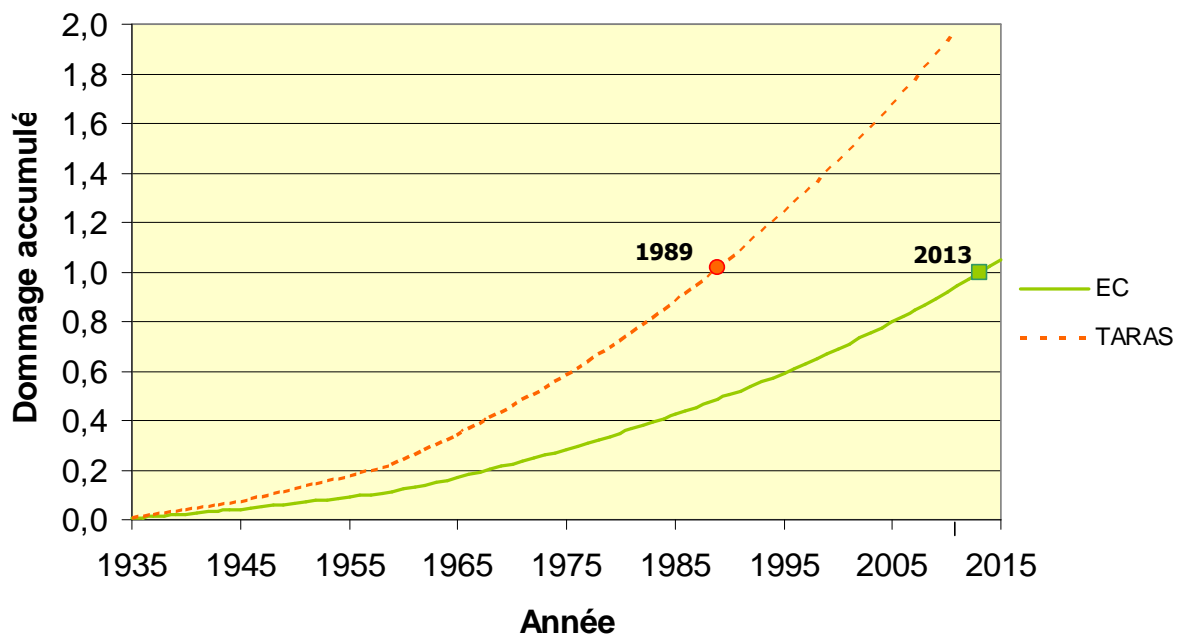


Figure 1.31 Évolution du dommage pour la membrure inférieure

Les résultats montrent deux années différentes comme la limite de vie de l'ouvrage. Au début, la structure devait être désignée pour une durée de 100 ans, mais selon la classification appliquée au détail, la durée de vie obtenue est différente. L'écartement est de 34 ans, temps non négligeable. De plus l'ouvrage actuel n'a pas présente une rupture fragile sur cet élément. Par la suite, des réponses sur les résultats sont détaillées.

La durée de vie est déterminée par les courbes S-N. Les courbes sont une fonction de la catégorie de détail. Dans le cas des Eurocodes, la courbe est composée par une droite jusqu'aux 5 millions de cycles de pente 1/3, une droite entre les 5 millions de cycles jusqu'aux 100 millions de cycles de pente 1/5 et une droite horizontale au-delà de ce point. La plu part des essais ont été réalisés entre mille et 5 millions de cycles. Ces essais ont permis calibrer la première droite avec une pente $m = 3$. La deuxième droite est une droite théorique car il n'existe pas des résultats suffisants pour bien caler la courbe avec un intervalle de confiance assez élevé. Le dernier tronçon de la courbe donne un seuil maximal d'étendue de contrainte qui ne va pas endommager l'élément, sans importer le nombre de cycles qu'elles ont lieu.

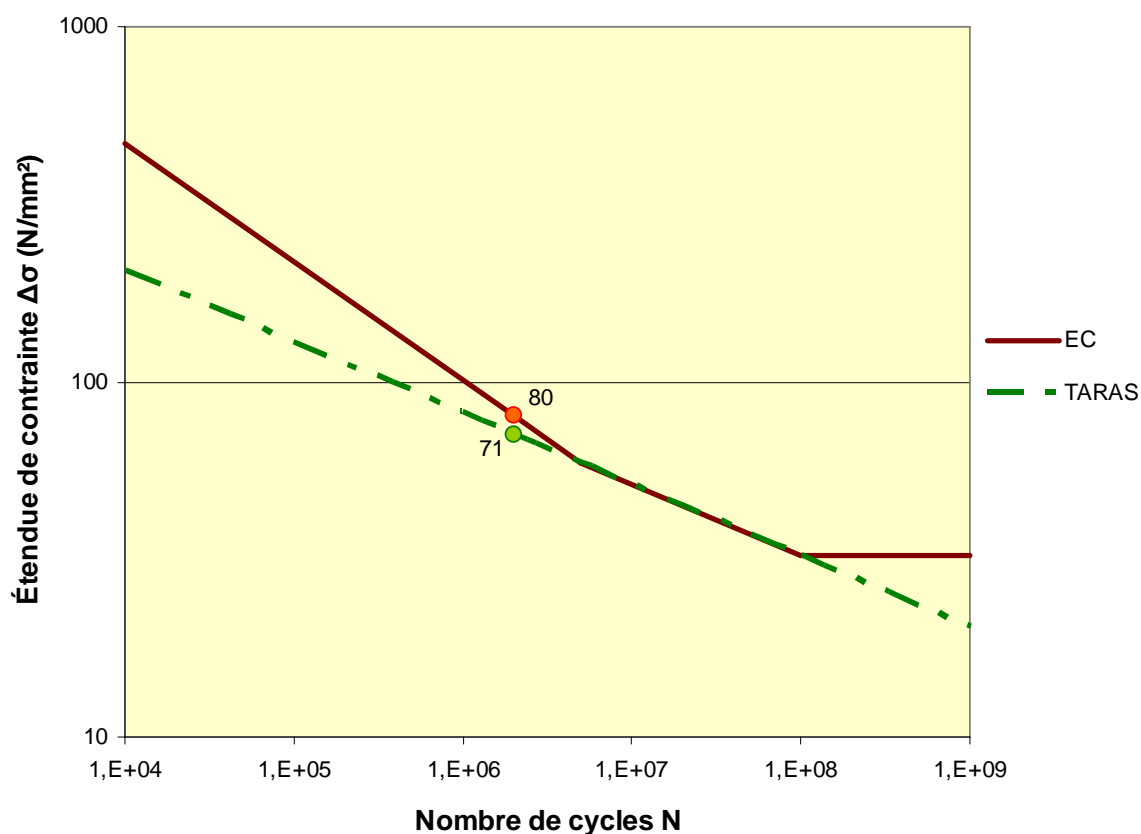


Figure 1.32 Courbes S-N pour les deux classifications de l'assemblage.

L'analyse de la courbe de la classification de TARAS est différente. Les courbes des Eurocodes ont été développées pour les détails de type boulonnés et soudures, sans analyser les assemblages rivetés. La courbe fixée par les chercheurs autrichiens est le résultat d'analyser tous les anciens résultats d'essais d'assemblages rivetés et donne une droite avec un intervalle de confiance du 90%.

Cette disposition géométrique des courbes génère un endommagement plus rapide selon la classification de TARAS, car les étendues de contraintes au-delà du point d'intersection entre les deux courbes affecteront d'une manière plus rapide le dommage et le nombre de cycles maximal N est inférieur. Ces variations paramétriques produisent que le calcul de l'endommagement soit différent pour chaque classification. Dans le cas d'étude, les contraintes supérieures à 59 MPa ont un traitement différent : pour le modèle de TARAS la valeur N est plus faible par rapport aux Eurocodes. Néanmoins, il faut rappeler que les deux courbes sont des approximations différentes et les intervalles de confiance sont aussi différents : pour les Eurocodes est d'un 75% et pour l'autre du 90%.

L'analyse de la durée de vie est réalisée non pour le pont, sinon pour un élément de toute la structure. De plus, selon les experts de maintenance de la SNCF, la rupture d'une membrure n'est pas très courante, plutôt dans autres types d'éléments comme les longerons ou pièces de pont.

Il est aussi intéressant de comparer les deux résultats aux rapports internes de la SNCF. Un rapport daté de 1997 prévoyait un changement après dix ans, soit en 2007. Une inspection plus récente imposait le remplacement de ce pont est programmé pour 2013. Alors la courbe EC n'est pas dehors la réalité et elle donne un approche réaliste. Par contre, la deuxième courbe est très éloignée de la réalité. En plus, la pièce aurait cassé en 1989, qui n'est pas le cas.

CONCLUSIONS

6.1 Résumé général

Après cinq mois de recherche, les résultats obtenus ont permis de réfléchir sur la méthode réalisée et d'obtenir des conclusions importantes pour des projets du même domaine.

La récupération d'information initiale d'autres projets permet d'acquérir un premier contact dans le domaine de la recherche. Par rapport aux études précédentes réalisées, il s'agit d'une étude assez complexe et d'un volume de travail assez considérable. Le problème de la fatigue et de la durée de vie résiduelle est très complexe et chaque jour les connaissances sur ce domaine augmentent.

Le sujet de la fatigue est un domaine des structures assez inconnu encore, après presque de 200 ans de recherche. Le modèle de Palm-Miner représente assez bien la réalité mais il existe des théories plus modernes. L'ordre d'application des chargements a une influence notable : l'application des chargements plus grands au début de la vie de l'ouvrage ne génère pas les mêmes que lorsque l'ouvrage a déjà supporté un nombre de cycles importants.

Un autre point assez important est le choix du logiciel. Pour l'analyse du fort de la Briche, un logiciel à barres a été utilisé. La modélisation est très rapide et facile à réaliser. Les temps des calculs ne sont pas très importants et l'exploitation des résultats des efforts est très complète. Pour ce pont, les matériaux sont bien connus mais dans certains cas, surtout pour les ponts anciens, il faut obtenir les caractéristiques par moyen des essais in situ ou prendre des échantillons. Ainsi une visite de l'ouvrage est fortement conseillée pour s'accrocher à l'étude.

Un point clé est le choix de classification d'assemblage et toutes les conséquences de cette action. La durée de vie de la membrure est très différente selon le modèle pris en base. Comme les courbes sont utilisées pour des assemblages de typologie différente,

rivetés ou boulonnés, selon une approche plus ou moins optimiste. Une autre possibilité est le mauvais choix de la catégorie de détail : une catégorie supérieure ou inférieure peut donner entre 5 et 10 ans de différence.

La création du modèle de trafic est significative du point de vue des résultats. Une petite variation sur le nombre de trains peut donner de variations très importantes. Les différents scénarios sont à prévoir, mais parfois ils ne sont pas faciles à cibler.

Par contre, il ne faut pas oublier que, dans notre cas, un seul assemblage a été étudié. Pour avoir plus de précision il faudrait trouver le détail critique. Mais à priori, ce détail n'est pas déterminé. Plusieurs hypothèses doivent être prises pour chaque chargement et chaque détail critique.

Après avoir trouvé ce détail critique, il faut se poser la question de si toute la structure est en ruine ou bien il reste encore d'autres détails critiques. Ensuite, la suivante question à se poser est quel est le nombre d'éléments critiques est la suivante question à se poser. D'habitude les structures sont calculées avec plusieurs assemblages redondants pour permettre la maintenance et un facteur de sécurité assez élevé.

6.2 Recommandations

L'étude réalisée à la fin était très simple, car un point de la structure a été analysé. Pour approfondir, l'application de la mécanique de la rupture l'évaluation de vie résiduelle et la charge ultime est requise. L'utilisation d'un logiciel plus puissante est recommandée. Un logiciel d'éléments finis comme ANSYS peut donner des résultats plus précis. Un exemple est le calcul de contraintes. ANSYS permet de réaliser un modèle plus raffiné que sur un modèle à barres. Les effets locaux pour un modèle du type St1 est très difficile à analyser. Pour cela, l'étude de la vie résiduelle a été centrée sur autour d'un élément plus simple que un assemblage. De plus ANSYS permet aussi de réaliser une étude de la propagation de la fissure tandis que leur approche est totalement locale.

Bibliographie

Ouvrages imprimés

AFNOR (2004). *EN 1991-2 Eurocode 1 Actions sur les structures. Parties 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic*. 5 février 2004, 148 p.

AFNOR (2005). *En 1993-1-9 : Eurocode 3 Calcul des structures en acier. Partie 1-9 : Fatigue*. 5 novembre 2005, 44 p.

AFNOR (2000). *EN 1993-2 Eurocode 3 Calcul des structures en acier et document d'application nationale. Partie 2 : Ponts métalliques*. 5 de décembre 2000, 186 p.

Institut technique du bâtiment et des travaux publics, Centre technique industriel de la construction métallique (1966). *Règles de calcul des constructions en acier*. Paris, décembre 1966 310 p.

Direction de l'Équipement et l'Aménagement de la SNCF (1996). *Cotation des ouvrages d'art*. Paris, 22 octobre 1996.

F. JUIVIE (1979). *Comportement à la fatigue du métal constituant les ponts-rails anciens*. Département des Ouvrages d'Art de la SNCF.

F. JUIVIE (1979). *Principales défauts rencontrés sur les ponts-rails métalliques et modes de réparation*. Département des Ouvrages d'Art de la SNCF.

P. PIGNET (1985). *La capacité portante des ponts-rails*. Département des Ouvrages d'Art de la SNCF

LAMOTTE, Jean-François ; LE PENSE, Patrick *Estimation de la durée de service résiduelle de pièces courtes métalliques, compte tenu de l'endommagement par fatigue sous les effets des circulations déjà supportées par ces éléments*. Travail de fin d'études, École Nationale des Ponts et Chaussées, 18 juin 1984, 106 p.

TARAS, Andreas ; GREINER, Richard (2010). *Development and application of fatigue class catalogue for riveted bridge components*. Structural Engineering International, 1/2010, p. 91-103

O'CONNOR, Alan ; PEDERSEN, Claus ; GUSTAVSSON, Lars ; ENEVOLDSEN, Ib (2009). *Probability-based assessment and optimised maintenance management of a large riveted truss railway bridge*. Structural Engineering International, 4/2009, p. 375-382

VROUWENVELDER, Ton ; SCHOLTEN, Nico (2010). *Assessment criteria for existing structures*. Structural Engineering International, 1/2010, p. 62-65

DISSANAYAKE, P.B.R. ; KARUNANANDA, P.A.K. (2008). *Remaining service life prediction of riveted wrought iron railway bridges using system reliability approach*. J. Natn. Sci. Foundation Sri Lanka, 2008 36(2), p. 151-156

BROZZETTI, J. ; SEDLACEK, G. ; HENSEN, W. (1991). *Fondements des règles de l'eurocode 3 en vue de se garantir du risque de rupture fragile*. Construction Métallique, n° 1-1991, p. 15-28

RI, Gao. XINGQUAN, You. et al (2007). *Safety Evaluation of Aged Steel Truss Bridge with Cracking Members*. Steel Construction, Aug. 2007, Vol. 22, n°98., p. 35-38

C. S. WANG ET AL, Fatigue and Corrosion Fatigue Safety Evaluation of Existing Railway Steel Bridges. *Second International Conference on Fatigue and Fracture in the Infrastructure. Bridges and structures of the 21st century, Lehigh University, Bethlehem, PA, 26-29 juillet 2009*.

Sustainable Bridges, sixth Framework Programme. [référence en ligne du 1er mars 2010], www.sustainablebridges.net

Annexes

Annexe 1 Evaluation qualitative du Pont du fort de la Briche

4.3.3. Evolution de la cotation de l'ouvrage dans le temps



TABLIER DE PONT METALLIQUE

Cotation des ouvrages soumis à inspection détaillée

Basé sur le LIVRET F

Annexe 6 de la NG EF 9 D N°3

Ligne : 330 000

Km : 7+106

Région : NORD PARIS

Nom OA : PRA, TM de la Briche

Vitesse de la ligne :

REMPLECE EN 2010

ANNEE DE LA COTATION

A- ETAT DE L'OUVRAGE

• CORROSION

Corrosion creusante cas A

Corrosion creusante cas B

Corrosion creusante cas C

Corrosion foisonnante

Protection anticorrosion

• FISSURATION

Ames de poutres principales, troillis

Semelles de poutres principales

Pièces de pont et entretoises

Longerons

• Ebranlement d'assemblage principaux

• Ebranlement d'assemblage secondaires

• Attache de voie

• Constat des heurts routiers

• Appareils d'appuis

Fonctionnement

Battements

• Dallées-voûtains

Etat

Etanchéité

B- FACTEURS D'EVOLUTION DE L'ETAT DE L'OUVRAGE

• Géométrie

• Matériaux constituant du tablier

• Conception du tablier

vis-à-vis de la corrosion creusante

vis-à-vis de la corrosion foisonnante

vis-à-vis de la fatigue

• Conditions d'exploitation

| 1937 | 1951 | 1961 | 1965 | 1966 | 1973 | 1977 | 1982 | 1987 | 2002 | 2007 | 2008 |
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|

peinture
réalisée en
1941

après
réparations
du 1967 et
1968

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| A10 | A10 | A10 | A10 | A10 | A10 | A10 | A10 | A10 | A10 | A14 | A16 |
| A20 | A20 | A20 | A20 | A20 | A20 | A20 | A20 | A20 | A23 | A20 | A24 |
| A30 | A30 | A30 | A30 | A30 | A30 | A30 | A30 | A30 | A30 | A33 | A33 |
| A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 | A40 |
| A50 | A51 | A51 | A51 | A51 | A51 | A51 | A52 | A52 | A52 | A52 | A52 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 | B10 |
| B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 | B20 |
| B30 | B30 | B30 | B30 | B30 | B30 | B30 | B30 | B32 | B30 | B30 | B30 |
| B40 | B40 | B40 | B40 | B40 | B40 | B40 | B40 | B42 | B40 | B42 | B44 |
| C10 | C10 | C10 | C10 | C10 | C10 | C10 | C10 | C10 | C10 | C12 | C12 |
| C20 | C20 | C20 | C20 | C20 | C21 | C21 | C21 | C21 | C21 | C21 | C21 |
| D10 | D10 | D11 | D11 | D11 | D12 | D12 | D12 | D12 | D10 | D11 | D12 |
| E10 | E10 | E10 | E10 | E10 | E10 | E10 | E10 | E11 | E11 | E11 | E11 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| F10 | F10 | F10 | F10 | F10 | F10 | F10 | F11 | F11 | F11 | F11 | F11 |
| F20 | F20 | F21 | F21 | F21 | F21 | F21 | F21 | F21 | F21 | F21 | F21 |

| | | | | | | | | | | | |
|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|-----|
| G10 | G10 | G10 | G10 | G10 | G11 | G11 | G11 | G10 | G10 | G10 | G10 |
| G20 | G20 | G21 | G21 | G21 | G21 | G21 | G22 | G21 | G21 | G21 | G21 |

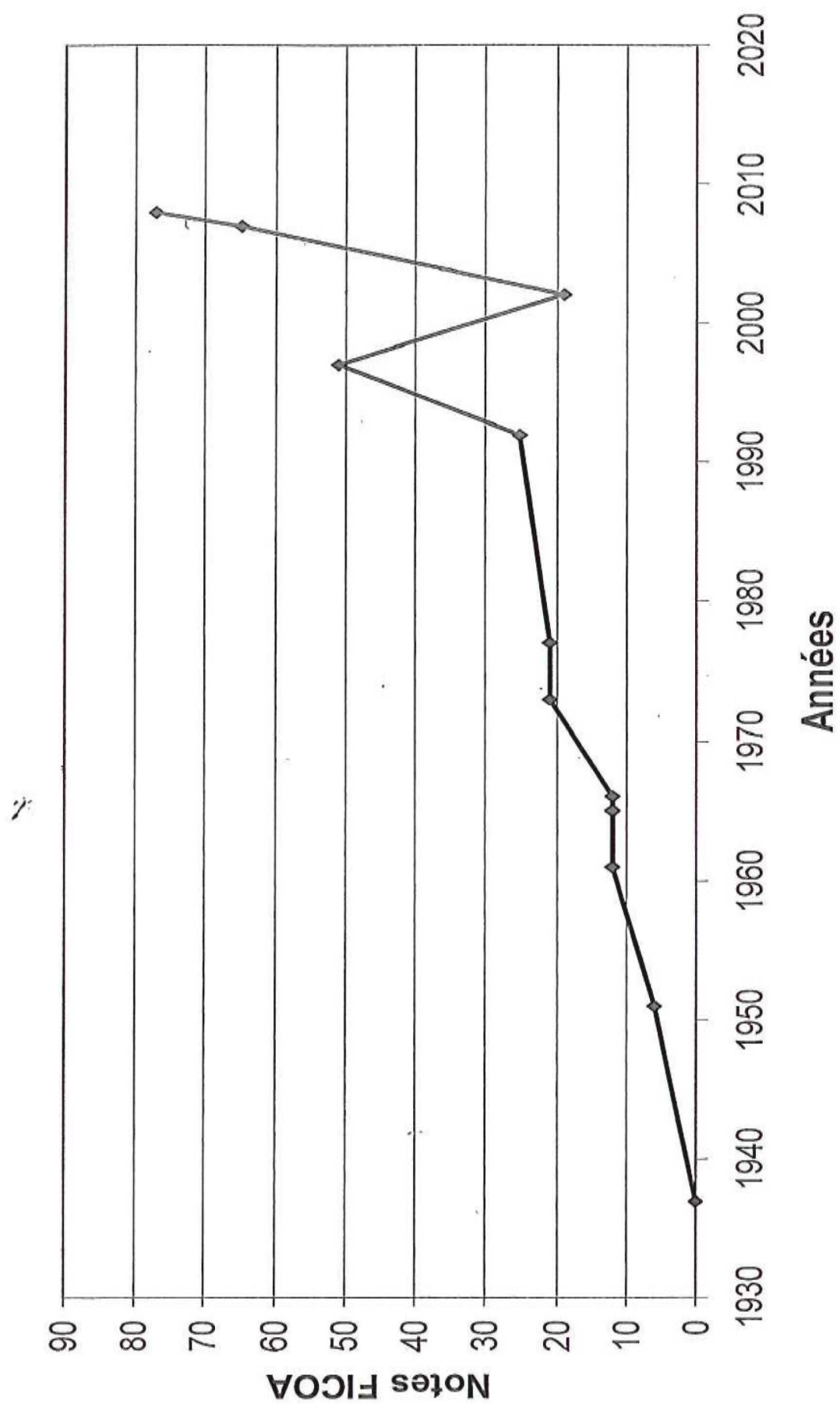
| |
|-----|
| H12 |
| I11 |

| |
|-----|
| J10 |
| K10 |
| L1 |
| R5 |

NOTE DE L'OUVRAGE

| | | | | | | | | | | | |
|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|
| 0 | 6 | 12 | 12 | 12 | 21 | 21 | 25 | 51 | 19 | 65 | 77 |
|---|---|----|----|----|----|----|----|----|----|----|----|

4.3.4. Courbe de vieillissement de l'ouvrage



Annexe 2 Classification de détails

Tableau 8.1 — Détails non soudés, assemblages avec fixations mécaniques



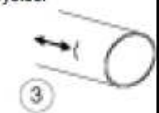












| Catégorie de détail | Détail constructif | Description | Exigences |
|---|---|--|--|
| 160 | NOTE La courbe de résistance à la fatigue associée à la catégorie 160 est la plus haute. Aucun détail ne peut atteindre une meilleure résistance quelque soit le nombre de cycles.    | <u>Produits laminés et extrudés :</u> 1) Plaques et larges plats. 2) Profilés laminés. 3) Tubes sans soudure, soit rectangulaires soit circulaires. | <u>Détails 1) à 3) :</u> Arêtes vives, défauts de surface et de laminage améliorés par meulage jusqu'à élimination et réalisation d'une transition régulière. |
| 140 |  | <u>Plats oxycoupés ou cisailés :</u> 4) Oxycoupage ou cisailage avec parachèvement consécutif ; 5) Oxycoupage automatique, avec lignes de fusion peu profondes et régulières ; ou oxycoupage manuel avec élimination consécutive de tout défaut de bord. | 4) Élimination de toute trace visible de défaut de bord. Les bords de coupe doivent être usinés ou meulés et toutes les bavures enlevées. Toute strie produite p. ex. par meulage doit être parallèle aux contraintes. <u>Détails 4) et 5) :</u> Amélioration des angles rentrants par meulage (pente $\leq 1/4$) ou évaluation avec les coefficients de concentration de contraintes appropriés. Pas de réparation par rechargement. |
| 125 |  | Pour l'oxycoupage automatique, qualité selon EN 1090. | |
| 100 m = 5 |   | 6) et 7) : Produits laminés et extrudés, comme les détails 1), 2), 3). | Détails 6) et 7) : $\Delta\sigma \text{ calculé à partir de : } \tau = \frac{VS(r)}{It}$ |
| Pour les détails 1 – 5 en acier à résistance améliorée à la corrosion, utiliser les catégories immédiatement inférieures. | | | |
| 112 |  | 8) Assemblages à double recouvrement avec boulons HR précontraints. | 8) $\Delta\sigma$ à calculer sur la section brute. |
| | | 8) Assemblages à double recouvrement avec boulons précontraints injectés. | 8) ... section brute. |
| |  | 9) Assemblages à double recouvrement avec boulons calibrés. | 9) ... section nette. |
| | | 9) Assemblages à double recouvrement avec boulons non précontraints injectés. | 9) ... section nette. |
| 90 |  | 10) Assemblages à simple recouvrement avec boulons HR précontraints. | 10) ... section brute. |
| |  | 10) Assemblages à simple recouvrement avec boulons précontraints injectés. | 10) ... section brute. |
| |  | 11) Élément de structure avec perçage(s) soumis à la flexion et à l'effort normal | 11) ... section nette. |
| 80 |  | 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons calibrés. | 12) ... section nette.. |
| |  | 12) Assemblages à simple recouvrement avec boulons non précontraints injectés. | 12) ... section nette.. |
| 50 |  | 13) Assemblages à simple recouvrement ou à double recouvrement avec boulons non précontraints dans des trous normaux. Pas d'inversion de l'effort. | 13) ... section nette.. |
| « à suivre » | | | |

Tableau 8.1 (fin)

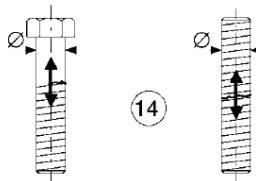
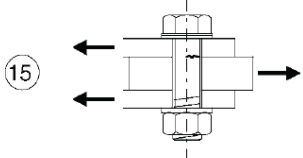
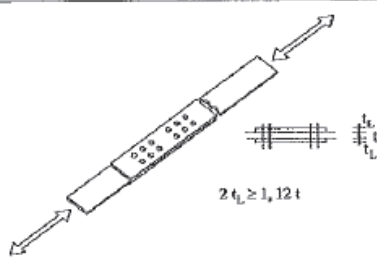
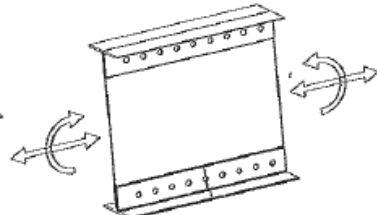
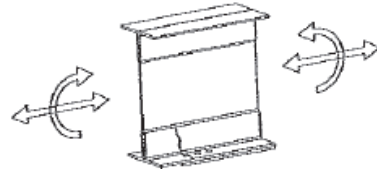
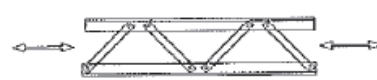
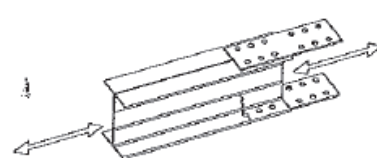
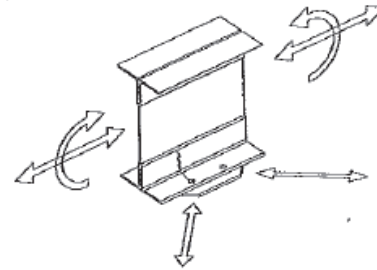
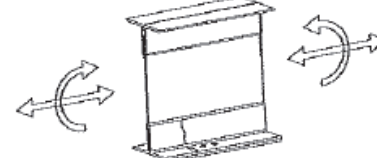
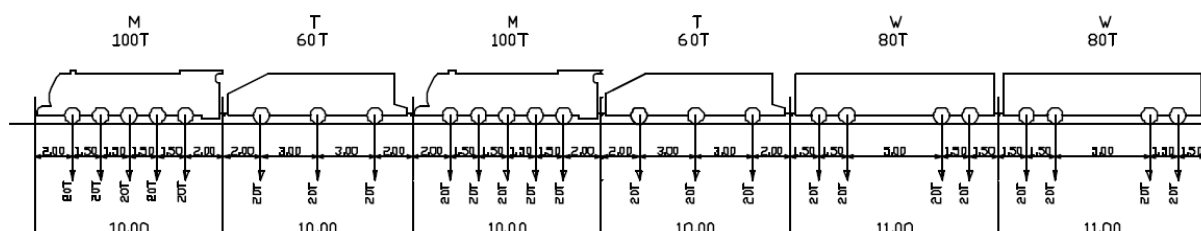
| Catégorie de détail | Détail constructif | | Description | Exigences |
|---------------------|---|---|---|--|
| 50 | effet de dimension pour $\phi > 30 \text{ mm}$: $k_s = (30/\phi)^{0,25}$ |  | 14) Boulons et tiges en traction avec filets roulés ou usinés. Pour des diamètres importants (tiges d'ancrage), l'effet de dimension doit être pris en compte avec k_s . | 14) $\Delta\sigma$ est à calculer par rapport à la section de la partie non filetée du boulon. La flexion et la traction provenant de l'effet de levier, et les contraintes de flexion provenant d'autres effets doivent être prises en compte. Pour les boulons précontraints, la réduction de l'étendue de contrainte peut être prise en compte. |
| 100 $m = 5$ |  | | <u>Boulons sollicités en simple ou double cisaillement.</u> Le plan de cisaillement ne passe pas par le filetage. 15) - Boulons calibrés. - Boulons normaux sans inversion d'effort (boulons de nuance 5.6, 8.8 ou 10.9). | 15) $\Delta\sigma$ calculé par rapport à la section de la tige. |

Tableau 8.1 de l'EN 1993-1-9

| Fatigue strength (MPa) | Constructional detail | Description and examples | Remarks |
|---------------------------------------|---|---|---|
| $\Delta\sigma_c = 90$ (80) $m = 5$ |  | Symmetrical joint with splice plates | The ratio $\sigma_{bearing}$ to σ_{net} must be smaller than 2 |
| | | – Middle plates in two-shear connections are to be verified with $\Delta\sigma_c = 90$ | When rivets of steel grade St44 or higher were employed no corrosion protection coating must have been applied |
| | | – $\Delta\sigma_c = 80$ applies for the splice plates themselves, so no verification is required when $2t_1 > 1,12 t$ | If one of these conditions is not kept, $\Delta\sigma_c = 80$ applies (70 for the gusset plates) |
| $\Delta\sigma_c = 85, m = 5$ |  | Continuous connection of flange angles and web plates in built-up girders $\Delta\sigma$ at the centre of the rivet | The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3 |
| |  | Continuous connection between cover plates and flange angles in built-up girders | The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3 |
| $\Delta\sigma_c = 85, m = 5$ |  | Latticed members under tension or compression loads | The calculated shear force per rivet and shearing area must not exceed the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3 |
| $\Delta\sigma_c = 71, m = 5$ |  | One-shear joint with gusset plates | If the calculated shear force in the rivets is lower than the minimum value of slip resistance, $\Delta\sigma_c = 85$ can be used |
| $\Delta\sigma_c = 71, m = 5$ | — | All cases for which normally $\Delta\sigma_c = 85$ applies if the minimum value of slip resistance in the rivet is exceeded | The calculated shear force per rivet and shearing area exceeds the minimum value of slip resistance as indicated in Table 3 |
| $\Delta\sigma_c = 71, m = 5$ |  | Area of the connection of a lateral bracing element to the tension flange of a girder | If the restraining effect of the lateral bracing element is considered during the calculation of the applied stress range $\Delta\sigma_c = 85$ can be used |
| $\Delta\sigma_c = 71, m = 5$ |  | Onset of a cover plate | If the calculated shear force in the rivets is lower than the minimum value of slip resistance $\Delta\sigma_c = 85$ can be used |

Classification des détails. TARAS, GREINER.

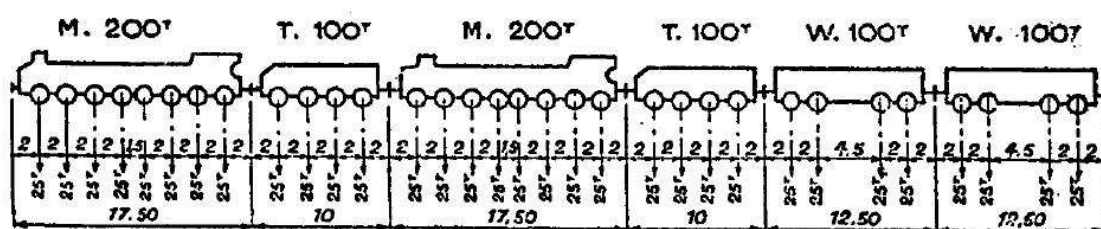
Annexe 3 Trains-types pour la fatigue



Train-type 1927

« 1^o LIGNES À GRAND TRAFIC.

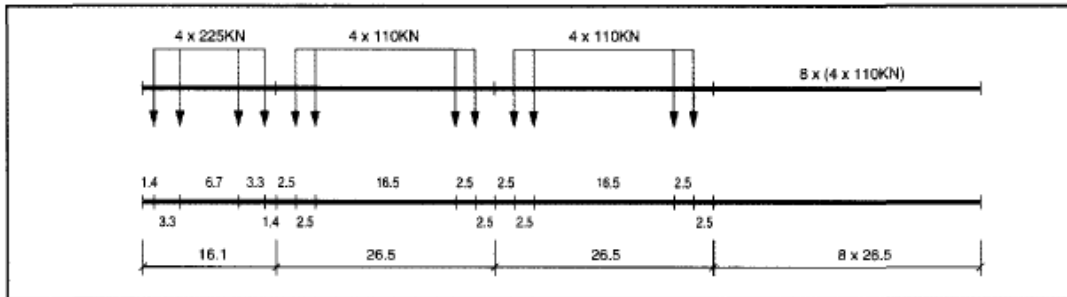
| DÉSIGNATION. | MACHINE. | TENDER. | WAGON CHARGÉ 2 BOGIES. |
|--|--|-------------|---------------------------|
| Longueur totale | 17 m. 50 | 10 m. | 12 m. 50 |
| Nombre d'essieux | 8 | 4 | 4 |
| Écartement des essieux consécutifs | 2 m., 2 m., 2 m., 1 m. 50, 2 m., 2 m., 2 m. | 2 m. | 2 m., 4 m. 50, 2 m. |
| Distance d'un tampon à l'essieu voisin | 2 m. | 2 m. | 2 m. |
| Charge par essieu | 25 tonnes. | 25 tonnes. | 25 tonnes. |
| Poids total | 200 tonnes. | 100 tonnes. | 100 tonnes. |
| Poids moyen par mètre de longueur | 11 t. 430 | 10 tonnes. | 8 tonnes. |



Train-type 1944

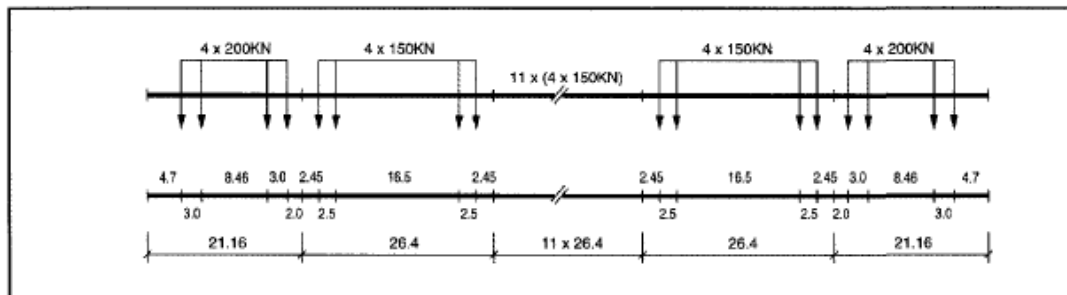
Type 2 : Train voyageur tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 5300 \text{ kN} \quad V = 160 \text{ km/h} \quad L = 281,10 \text{ m} \quad q = 18,9 \text{ kN/m}^2.$$



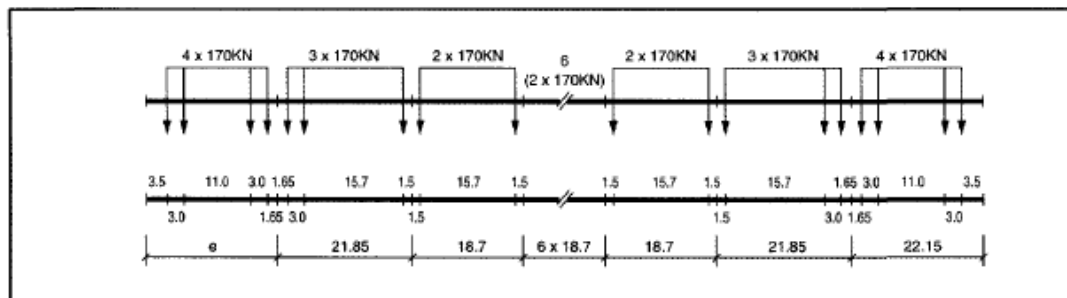
Type 3 : Train automoteur à grande vitesse.

$$\Sigma Q = 9400 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 385,52 \text{ m} \quad q = 24,4 \text{ kN/m}^2.$$



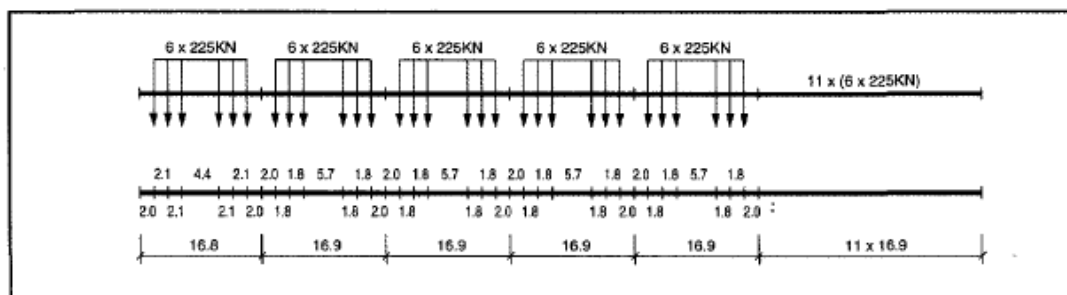
Type 4 : Train automoteur à grande vitesse.

$$\Sigma Q = 5100 \text{ kN} \quad V = 250 \text{ km/h} \quad L = 237,60 \text{ m} \quad q = 21,5 \text{ kN/m}^2.$$



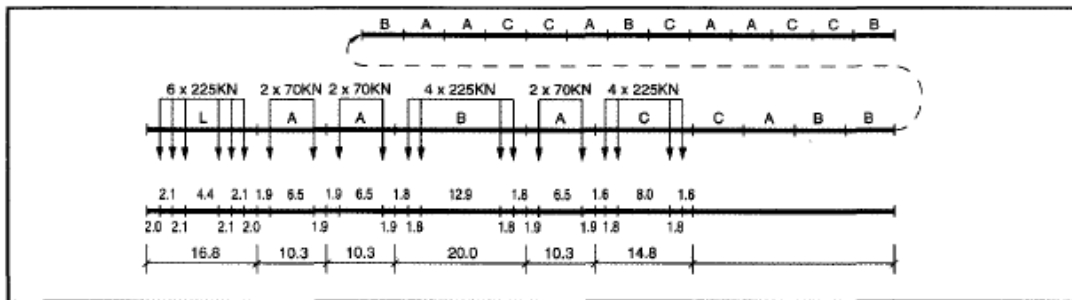
Type 5 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 21600 \text{ kN} \quad V = 80 \text{ km/h} \quad L = 270,30 \text{ m} \quad q = 80,0 \text{ kN/m}^2.$$



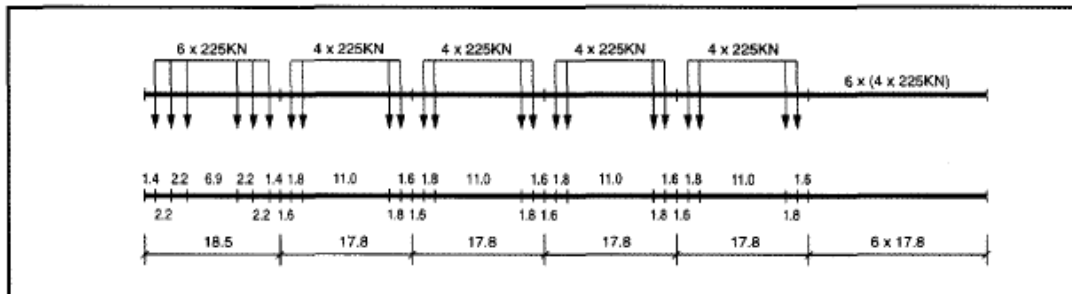
Type 6 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 14310 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 333,10 \text{ m} \quad q = 43,0 \text{ kN/m}^2.$$



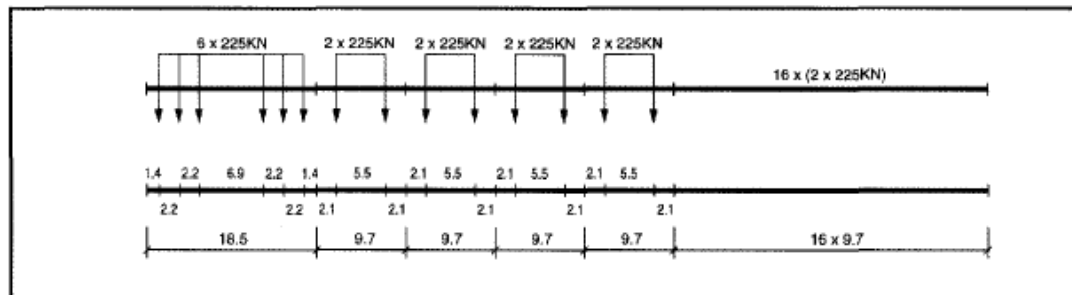
Type 7 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 196,50 \text{ m} \quad q = 52,7 \text{ kN/m}^2.$$



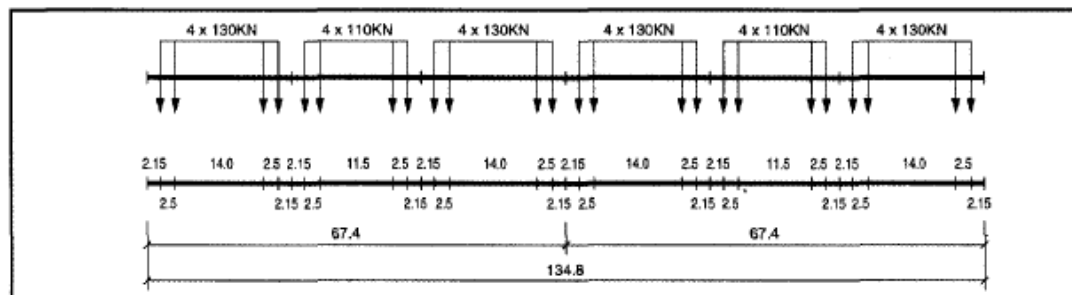
Type 8 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 10350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 48,7 \text{ kN/m}^2.$$



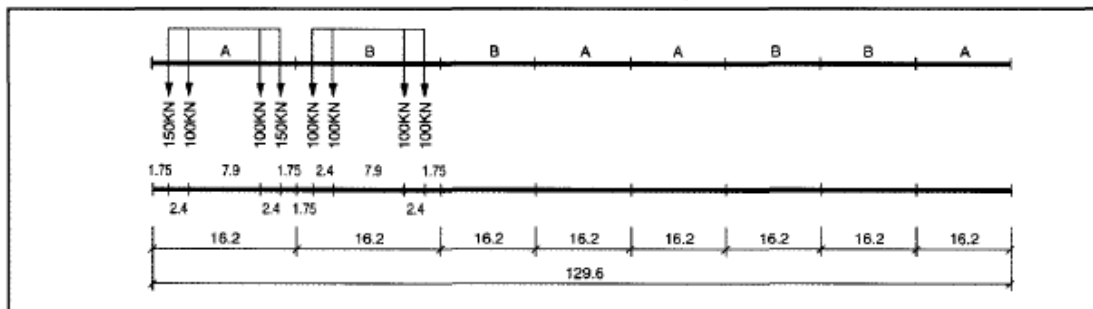
Type 9 : Rame RER.

$$\Sigma Q = 2960 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 134,80 \text{ m} \quad q = 22,0 \text{ kN/m}^2.$$



Type 10 : Métro.

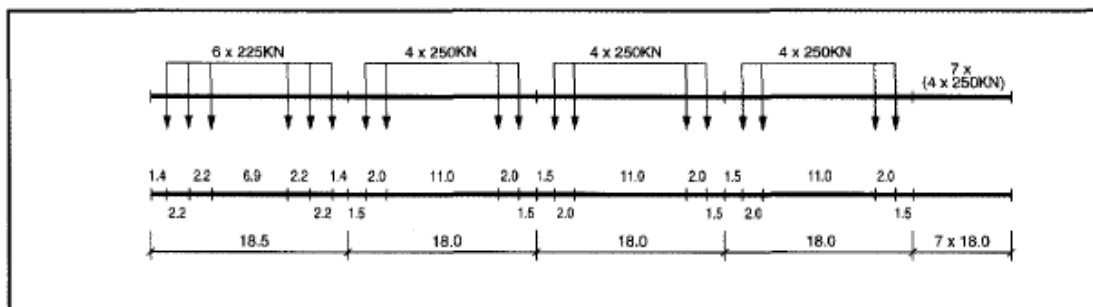
$$\Sigma Q = 3600 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 129,60 \text{ m} \quad q = 27,8 \text{ kN/m}^2.$$



Trafic avec essieux de 250 kN.

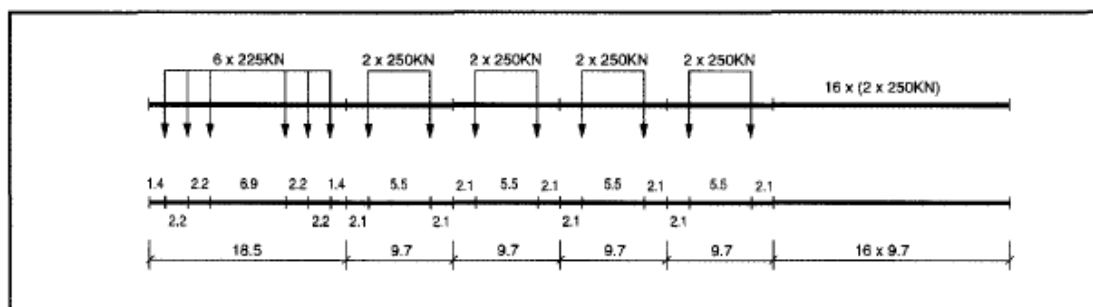
Type 11 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 120 \text{ km/h} \quad L = 198,50 \text{ m} \quad q = 57,2 \text{ kN/m}^2.$$



Type 12 : Train-marchandises tracté par une locomotive.

$$\Sigma Q = 11350 \text{ kN} \quad V = 100 \text{ km/h} \quad L = 212,50 \text{ m} \quad q = 53,4 \text{ kN/m}^2.$$



Annexe 4 EN 1991-2 (§6.4.5.3): Longueur déterminante L_{Φ}

Tableau 6.2 — Longueurs déterminantes L_{Φ}

| Cas | Élément structural | Longueur déterminante L_{Φ} |
|---|---|---|
| Tablier métallique : Tablier avec platelage et lit de ballast (dalle orthotrope) (pour contraintes locales et contraintes transversales) | | |
| | Tablier avec pièces de pont et nervures longitudinales continues : | |
| 1.1 | Tôle de platelage (pour les deux directions) | 3 fois l'espacement des pièces de pont |
| 1.2 | Nervures longitudinales continues (y compris les petits porte-à-faux jusqu'à 0,50 m) ^{a)} | 3 fois l'espacement des pièces de pont |
| 1.3 | Pièces de pont courantes | 2 fois la longueur de la pièce de pont |
| 1.4 | Pièces de pont d'extrémité | 3,6 m ^{b)} |
| | Tablier avec pièces de pont seulement : | |
| 2.1 | Tôle de platelage (pour les deux directions) | 2 fois l'espacement des pièces de pont + 3 m |
| 2.2 | Pièces de pont courantes | 2 fois l'espacement des pièces de pont + 3 m |
| 2.3 | Pièces de pont d'extrémité | 3,6 m ^{b)} |
| Réseau de poutres métalliques : Tablier sans platelage, à pose de voie directe ^{b)} (pour contraintes locales et contraintes transversales) | | |
| 3.1 | Longerons : — comme éléments d'un réseau continu de poutres croisées ; — comme poutres sur appuis simples. | 3 fois l'espacement des pièces de pont Espacement des pièces de pont + 3 m |
| 3.2 | Porte-à-faux des longerons ^{a)} | 3,6 m |
| 3.3 | Pièces de pont (en tant qu'éléments d'un réseau de poutres croisées constitué de pièces de pont et de longerons continus) | 2 fois la longueur de la pièce de pont |
| 3.4 | Pièces de pont d'extrémité | 3,6 m ^{b)} |

(à suivre)

Tableau 6.2 — Longueurs déterminantes L_Φ (suite)

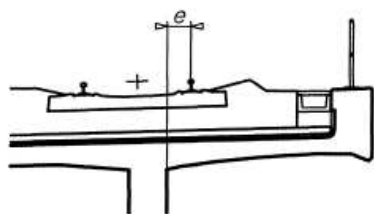
| Cas | Élément structural | Longueur déterminante L_Φ | | | | | | | | |
|--|--|--|------------|---|---|------------|-----------|-----|-----|-----|
| Tablier en béton avec lit de ballast (pour contraintes locales et contraintes transversales) | | | | | | | | | | |
| 4.1 | Hourdis des poutres-caissons ou hourdis sur poutres principales : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal ; — pièces de pont courantes ; — encorbellements transversaux supportant des charges ferroviaires. | 3 fois la portée du hourdis 3 fois la portée du hourdis 2 fois la longueur de la pièce de pont  — $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3 fois la distance entre âmes — $e > 0,5 \text{ m}$: ^{a)} Figure 6.11 — Encorbellement transversal supportant des charges ferroviaires | | | | | | | | |
| 4.2 | Hourdis continu sur entretoises (dans le sens des poutres principales) | 2 fois l'espacement des entretoises | | | | | | | | |
| 4.3 | Dalle pour ponts à poutres latérales et ponts à augets : — portée perpendiculaire aux poutres principales ; — portée dans le sens longitudinal. | 2 fois la portée de la dalle + 3 m 2 fois la portée de la dalle | | | | | | | | |
| 4.4 | Tablier à poutrelles métalliques enrobées, reposant sur les ailes des poutres latérales | 2 fois la longueur déterminante dans le sens longitudinal | | | | | | | | |
| 4.5 | Encorbellements longitudinaux de la dalle | — $e \leq 0,5 \text{ m}$: 3,6m ^{b)} — $e > 0,5 \text{ m}$: ^{a)} | | | | | | | | |
| 4.6 | Pièces de pont d'extrémité | 3,6 m ^{b)} | | | | | | | | |
| Poutres principales | | | | | | | | | | |
| 5.1 | Poutres et dalles sur appuis simples (y compris poutrelles métalliques enrobées) | Portée dans la direction des poutres principales | | | | | | | | |
| 5.2 | Poutres et dalles continues sur n travées avec $L_m = 1/n (L_1 + L_2 + \dots + L_n) \quad \dots (6.6)$ | $L_\Phi = k \times L_m, \quad \dots (6.7)$ au minimum pris égal à $\max L_i = (1, \dots, n)$ <table><tr><td>$n = 2$</td><td>3</td><td>4</td><td>$\geq 1,5$</td></tr><tr><td>$k = 1,2$</td><td>1,3</td><td>1,4</td><td>1,5</td></tr></table> | $n = 2$ | 3 | 4 | $\geq 1,5$ | $k = 1,2$ | 1,3 | 1,4 | 1,5 |
| $n = 2$ | 3 | 4 | $\geq 1,5$ | | | | | | | |
| $k = 1,2$ | 1,3 | 1,4 | 1,5 | | | | | | | |
| 5.3 | Ponts-portiques et cadres fermés ou caissons : — à une seule travée — à plusieurs travées | Les considérer comme une poutre continue à trois travées (utiliser 5.2 avec les longueurs verticales et horizontales des éléments du cadre ou du tube) Les considérer comme une poutre continue à plusieurs travées (utiliser 5.2 avec longueurs des éléments verticaux d'extrémité et des éléments horizontaux) | | | | | | | | |

Tableau 6.2 — Longueurs déterminantes L_{Φ} (fin)

| Cas | Élément structural | Longueur déterminante L_{Φ} |
|---|---|--|
| 5.4 | Voûtes, arcs, tirants des ponts bow-string | demi-portée |
| 5.5 | Séries de voûtes pleines avec tympan retenant le remblai | deux fois l'ouverture libre |
| 5.6 | Suspentes (reliées aux poutres de rigidité) | 4 fois l'espacement longitudinal des suspentes |
| Appuis structuraux | | |
| 6 | Poteaux, chevêtres, appareils d'appui, appareils d'appui anti-soulèvement, ancrages ainsi que pour le calcul des pressions de contact sous les appareils d'appui. | Longueur déterminante des éléments supportés |
| <p><i>a) En général, tous les encorbellements dépassant 0,50 m et supportant des actions du trafic ferroviaire nécessitent une étude particulière comme indiqué en 6.4.6, faisant intervenir les charges convenues avec l'autorité compétente spécifiée dans l'Annexe Nationale.</i></p> <p><i>b) Il est recommandé d'appliquer Φ_3.</i></p> <p>NOTE Pour les cas 1.1 à 4.6 inclus, L_{Φ} est limité à la longueur déterminante des poutres principales.</p> | | |

Annexe 5 EN 1993-2 (§9.5.3): Coefficients d'équivalence de dommage λ pour les ponts ferroviaires

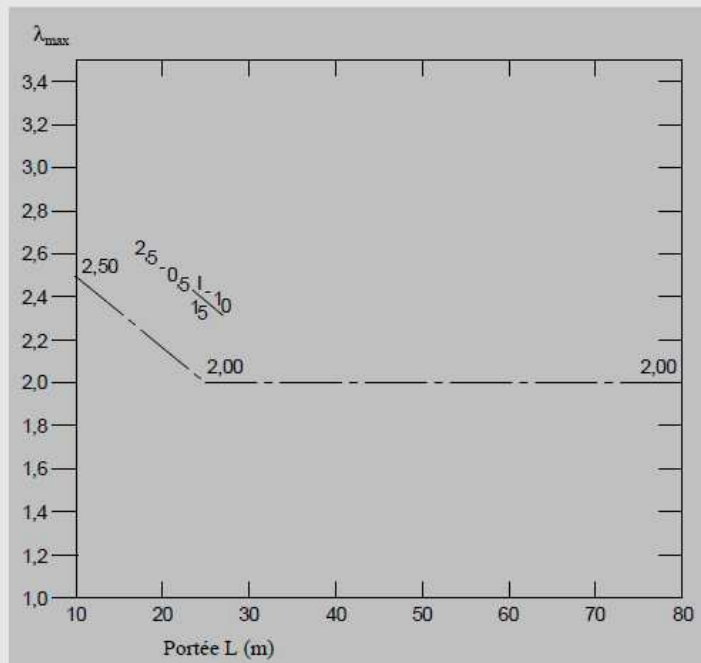


Figure 9.3 — λ_{\max} pour les moments à mi-portée pour les ponts ferroviaires

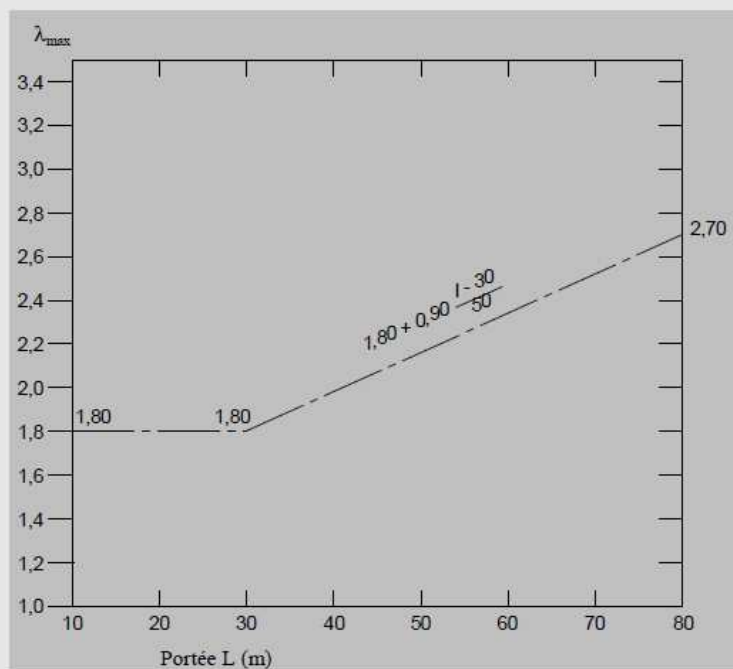


Figure 9.4 — λ_{\max} pour les moments sur appuis pour les ponts ferroviaires

Tableau 9.3 — Valeurs de λ_1 pour la circulation ferroviaire normale

| L | Type 1 | Type 2 | Type 3 | Type 4 | Type 5 | Type 6 | Type 7 | Type 8 | EC Mixte |
|----------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|---------------|-----------------|
| 0,5 | 1,38 | 1,27 | 1,31 | 1,50 | 1,62 | 1,65 | <u>1,69</u> | 1,65 | 1,60 |
| 1,0 | 1,38 | 1,27 | 1,31 | 1,50 | 1,62 | 1,65 | <u>1,69</u> | 1,65 | 1,60 |
| 1,5 | 1,38 | 1,27 | 1,31 | 1,50 | 1,62 | 1,65 | <u>1,69</u> | 1,65 | 1,60 |
| 2,0 | 1,37 | 1,26 | 1,31 | 1,49 | 1,35 | 1,46 | 1,53 | <u>1,64</u> | 1,46 |
| 2,5 | 1,17 | 1,23 | 1,28 | 1,46 | 1,29 | 1,39 | 1,44 | <u>1,60</u> | 1,38 |
| 3,0 | 1,05 | 1,19 | 1,25 | 1,42 | 1,25 | 1,35 | 1,4 | <u>1,56</u> | 1,35 |
| 3,5 | 0,94 | 1,02 | 1,12 | 1,16 | 1,12 | 1,18 | 1,17 | <u>1,40</u> | 1,17 |
| 4,0 | 0,81 | 0,82 | 0,96 | 1,00 | 1,15 | 1,08 | 1,05 | <u>1,20</u> | 1,07 |
| 4,5 | 0,77 | 0,73 | 0,88 | 0,91 | <u>1,14</u> | 1,07 | 1,04 | 0,97 | 1,02 |
| 5,0 | 0,86 | 0,69 | 0,80 | 0,86 | <u>1,16</u> | 1,07 | 1,05 | 0,93 | 1,03 |
| 6,0 | 0,97 | 0,63 | 0,79 | 0,79 | <u>1,12</u> | 1,07 | 1,07 | 0,78 | 1,03 |
| 7,0 | 0,98 | 0,57 | 0,79 | 0,82 | 0,96 | 1,04 | <u>1,07</u> | 0,79 | 0,97 |
| 8,0 | 0,92 | 0,55 | 0,77 | 0,83 | 0,85 | 1,01 | <u>1,06</u> | 0,73 | 0,92 |
| 9,0 | 0,88 | 0,56 | 0,74 | 0,83 | 0,77 | 0,96 | <u>1,05</u> | 0,68 | 0,88 |
| 10,0 | 0,85 | 0,56 | 0,72 | 0,83 | 0,66 | 0,91 | <u>1,04</u> | 0,65 | 0,85 |
| 12,5 | 0,79 | 0,55 | 0,73 | 0,78 | 0,52 | 0,89 | <u>1,00</u> | 0,60 | 0,82 |
| 15,0 | 0,75 | 0,56 | 0,73 | 0,77 | 0,51 | 0,81 | <u>0,91</u> | 0,59 | 0,76 |
| 17,5 | 0,74 | 0,56 | 0,73 | 0,68 | 0,53 | 0,72 | <u>0,80</u> | 0,58 | 0,70 |
| 20,0 | <u>0,74</u> | 0,55 | 0,68 | 0,66 | 0,55 | 0,72 | 0,70 | 0,58 | 0,67 |
| 25,0 | <u>0,76</u> | 0,59 | 0,56 | 0,58 | 0,59 | 0,69 | 0,68 | 0,60 | 0,66 |
| 30,0 | <u>0,77</u> | 0,60 | 0,50 | 0,53 | 0,60 | 0,65 | 0,69 | 0,63 | 0,65 |
| 35,0 | <u>0,76</u> | 0,58 | 0,49 | 0,51 | 0,63 | 0,62 | 0,68 | 0,65 | 0,64 |
| 40,0 | <u>0,73</u> | 0,56 | 0,47 | 0,50 | 0,66 | 0,62 | 0,68 | 0,65 | 0,64 |
| 45,0 | <u>0,70</u> | 0,53 | 0,45 | 0,49 | 0,68 | 0,61 | 0,68 | 0,65 | 0,64 |
| 50,0 | 0,68 | 0,51 | 0,43 | 0,48 | <u>0,70</u> | 0,60 | 0,69 | 0,65 | 0,63 |
| 60,0 | 0,64 | 0,47 | 0,41 | 0,47 | <u>0,73</u> | 0,57 | 0,68 | 0,64 | 0,63 |
| 70,0 | 0,61 | 0,45 | 0,40 | 0,45 | <u>0,75</u> | 0,56 | 0,67 | 0,63 | 0,62 |
| 80,0 | 0,57 | 0,43 | 0,38 | 0,42 | <u>0,76</u> | 0,53 | 0,67 | 0,62 | 0,61 |
| 90,0 | 0,53 | 0,40 | 0,36 | 0,41 | <u>0,77</u> | 0,52 | 0,67 | 0,62 | 0,61 |
| 100,0 | 0,51 | 0,38 | 0,36 | 0,39 | <u>0,77</u> | 0,51 | 0,67 | 0,62 | 0,60 |

Tableau 9.4 — Valeurs de λ_1 pour trains express multiples et lignes de métro

| L | Type 9 | Type 10 |
|----------|---------------|----------------|
| 0,5 | 0,97 | 1,00 |
| 1,0 | 0,97 | 1,00 |
| 1,5 | 0,97 | 1,00 |
| 2,0 | 0,97 | 0,99 |
| 2,5 | 0,95 | 0,97 |
| 3,0 | 0,85 | 0,94 |
| 3,5 | 0,76 | 0,85 |
| 4,0 | 0,65 | 0,71 |
| 4,5 | 0,59 | 0,65 |
| 5,0 | 0,55 | 0,62 |
| 6,0 | 0,58 | 0,63 |
| 7,0 | 0,58 | 0,60 |
| 8,0 | 0,56 | 0,60 |
| 9,0 | 0,56 | 0,55 |
| 10,0 | 0,56 | 0,51 |
| 12,5 | 0,55 | 0,47 |
| 15,0 | 0,50 | 0,44 |
| 17,5 | 0,46 | 0,44 |
| 20,0 | 0,44 | 0,43 |
| 25,0 | 0,40 | 0,41 |
| 30,0 | 0,37 | 0,42 |
| 35,0 | 0,36 | 0,44 |
| 40,0 | 0,35 | 0,46 |
| 45,0 | 0,35 | 0,47 |
| 50,0 | 0,36 | 0,48 |
| 60,0 | 0,39 | 0,48 |
| 70,0 | 0,40 | 0,49 |
| 80,0 | 0,39 | 0,49 |
| 90,0 | 0,39 | 0,48 |
| 100,0 | 0,40 | 0,48 |

Tableau 9.5 — Valeurs de λ_1 pour circulation ferroviaire avec essieux de 25 t

| L | Type 5 | Type 6 | Type 11 | Type 12 | 25 t Mix |
|----------|---------------|---------------|----------------|----------------|-----------------|
| 0,5 | 1,62 | 1,65 | 1,83 | <u>1,79</u> | 1,65 |
| 1,0 | 1,62 | 1,65 | 1,83 | <u>1,79</u> | 1,65 |
| 1,5 | 1,62 | 1,65 | 1,83 | <u>1,79</u> | 1,65 |
| 2,0 | 1,35 | 1,46 | 1,81 | <u>1,78</u> | 1,64 |
| 2,5 | 1,29 | 1,39 | 1,56 | <u>1,74</u> | 1,55 |
| 3,0 | 1,25 | 1,35 | 1,51 | <u>1,69</u> | 1,51 |
| 3,5 | 1,12 | 1,18 | 1,21 | <u>1,57</u> | 1,31 |
| 4,0 | 1,15 | 1,08 | 1,04 | <u>1,30</u> | 1,16 |
| 4,5 | <u>1,14</u> | 1,07 | 1,05 | 1,05 | 1,08 |
| 5,0 | <u>1,16</u> | 1,07 | 1,07 | 1,00 | 1,07 |
| 6,0 | <u>1,12</u> | 1,07 | 1,10 | 0,87 | 1,04 |
| 7,0 | 0,96 | 1,04 | <u>1,15</u> | 0,77 | 1,02 |
| 8,0 | 0,85 | 1,01 | <u>1,14</u> | 0,71 | 0,99 |
| 9,0 | 0,77 | 0,96 | <u>1,13</u> | 0,67 | 0,96 |
| 10,0 | 0,66 | 0,91 | <u>1,12</u> | 0,64 | 0,93 |
| 12,5 | 0,52 | 0,89 | <u>1,07</u> | 0,60 | 0,90 |
| 15,0 | 0,51 | 0,81 | <u>0,99</u> | 0,59 | 0,92 |
| 17,5 | 0,53 | 0,72 | <u>0,85</u> | 0,58 | 0,73 |
| 20,0 | 0,55 | 0,72 | <u>0,76</u> | 0,58 | 0,68 |
| 25,0 | 0,59 | 0,69 | 0,67 | 0,59 | 0,65 |
| 30,0 | 0,60 | 0,65 | 0,68 | 0,62 | 0,64 |
| 35,0 | 0,63 | 0,62 | 0,68 | 0,65 | 0,65 |
| 40,0 | 0,66 | 0,62 | 0,68 | 0,65 | 0,65 |
| 45,0 | 0,68 | 0,61 | 0,69 | 0,65 | 0,65 |
| 50,0 | <u>0,70</u> | 0,60 | 0,70 | 0,65 | 0,66 |
| 60,0 | <u>0,73</u> | 0,57 | 0,69 | 0,65 | 0,66 |
| 70,0 | <u>0,75</u> | 0,56 | 0,69 | 0,65 | 0,66 |
| 80,0 | <u>0,76</u> | 0,53 | 0,70 | 0,65 | 0,66 |
| 90,0 | <u>0,77</u> | 0,52 | 0,70 | 0,65 | 0,66 |
| 100,0 | <u>0,77</u> | 0,51 | 0,70 | 0,65 | 0,66 |

(4) Pour la détermination de λ_1 il convient de considérer la portée de la façon suivante :

a) pour les moments :

- pour une travée isostatique, la portée, L ;
- pour les travées continues, la portée, L , pour la travée considérée et la moyenne des portées concernées pour une section d'appui, voir figure 9.5 ;
- pour les poutres transversales supportant des traverses de rails (ou des raidisseurs), la somme des portées des traverses de rails (ou des raidisseurs) portés par la poutre transversale ;
- pour une tôle de platelage supportée par des pièces de pont ou des raidisseurs transversaux uniquement (absence d'éléments longitudinaux) et pour ces éléments supports, la longueur de la ligne d'influence pour le déplacement (en ignorant toute partie montrant un déplacement vers le haut), en prenant dûment en compte la rigidité des rails dans la répartition des charges. Pour les éléments transversaux espacés de 750 mm au maximum, cette valeur peut être prise égale à $2 \times$ l'espacement des éléments transversaux + 3 m.

b) pour le cisaillement pour une travée isostatique (et, par approximation, pour une travée continue) :

- pour une section d'appui, voir figure 9.5, la portée considérée L_i ;
- pour une section en travée, $0,4 \times$ la portée considérée L_i .

c) dans les autres cas :

- comme pour les moments.

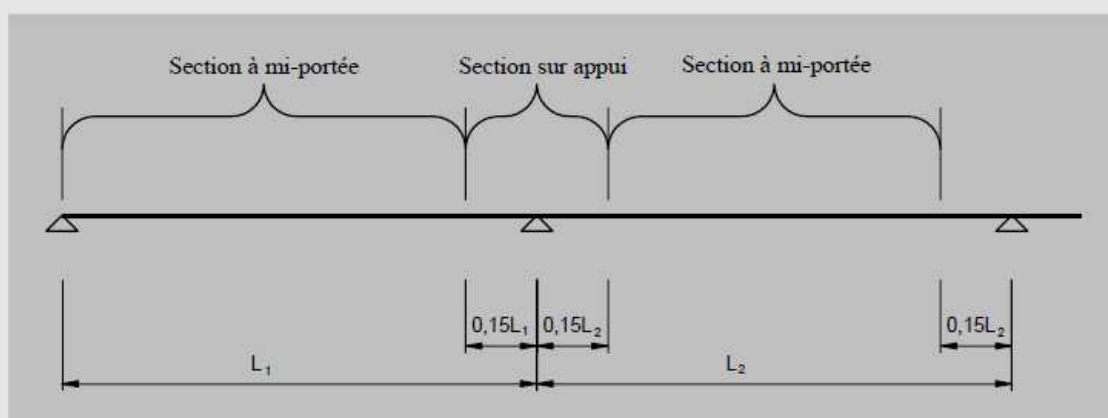


Figure 9.5 — Zones où section à mi-portée ou section sur appui sont à considérer

(3) Il convient de prendre les valeurs de λ_2 dans le tableau 9.6.

Tableau 9.6 — Valeurs de λ_2 en fonction du volume annuel de circulation

| Trafic annuel [10^6 t / voie] | 5 | 10 | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 50 |
|----------------------------------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|
| λ_2 | 0,72 | 0,83 | 0,90 | 0,96 | 1,00 | 1,04 | 1,07 | 1,10 | 1,15 |

(6) Il convient de prendre les valeurs de λ_3 dans le tableau 9.7.

Tableau 9.7 — Valeurs de λ_3 en fonction de la durée de vie de calcul de la structure

| Durée de vie (années) | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 | 120 |
|-----------------------|------|------|------|------|------|------|------|
| λ_3 | 0,87 | 0,90 | 0,93 | 0,96 | 0,98 | 1,00 | 1,04 |

(7) Il convient de prendre les valeurs de λ_4 dans le tableau 9.8.

Tableau 9.8 — Valeurs de λ_4

| | | | | | | |
|-------------------------------------|------|------|------|------|------|------|
| $\Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$ | 1,00 | 0,90 | 0,80 | 0,70 | 0,60 | 0,50 |
| λ_4 | 1,00 | 0,91 | 0,84 | 0,77 | 0,72 | 0,71 |

Légende :

$\Delta\sigma_1$ étendue de contraintes au niveau de la section à vérifier, résultant du modèle de charge 1 sur une seule voie ;
 $\Delta\sigma_{1+2}$ étendue de contraintes au niveau de la même section, résultant du modèle de charge 71 selon 6.2.3 de l'ENV 1991-3 sur deux voies quelconques.

(8) Les valeurs de λ_4 dans le tableau 9.8 supposent que 12 % de la circulation totale sur les deux voies se croise sur le pont. La valeur de λ_4 peut être adaptée pour différentes proportions de croisement de la circulation au moyen de la formule suivante :

$$\lambda_4 = \sqrt[5]{n + [1 - n][a^5 + (1 - a)^5]}$$

avec :

$$a = \Delta\sigma_1/\Delta\sigma_{1+2}$$

où :

n représente la proportion de croisement de circulation sur le pont.

(9) Pour tenir compte de la limite de fatigue, il convient que la valeur de λ ne dépasse pas celle de λ_{\max} donnée par :

$$\lambda_{\max} = 1,4$$